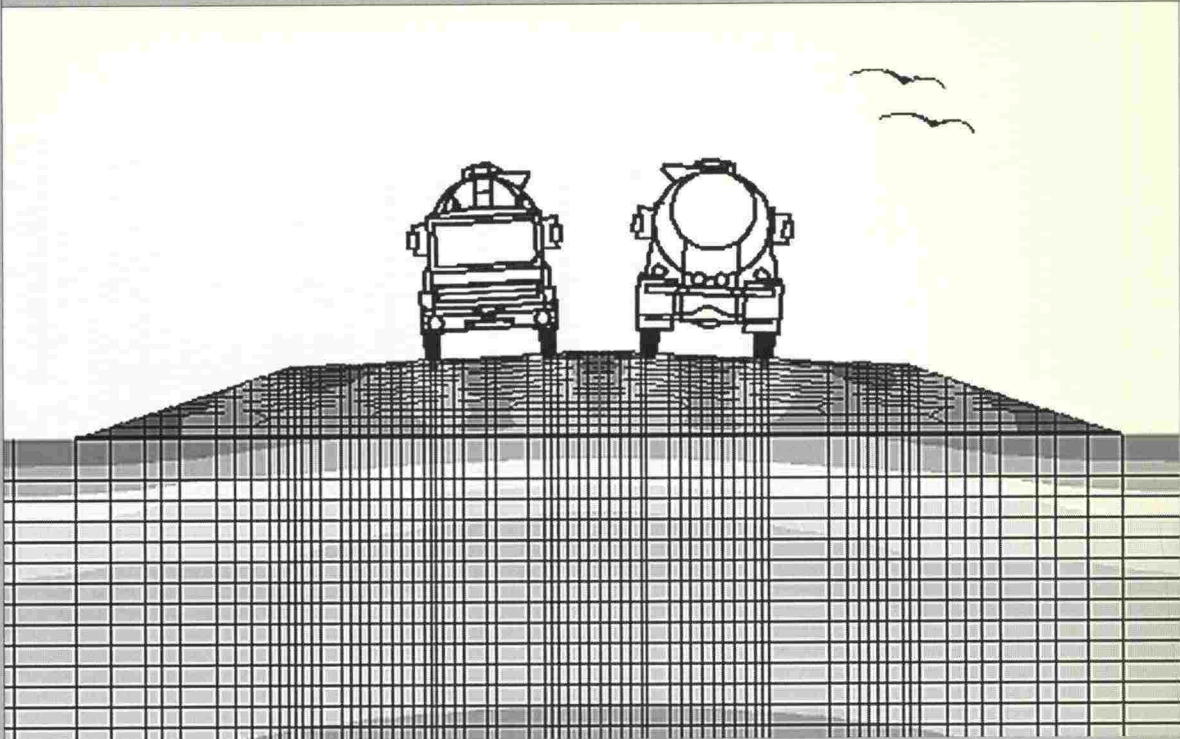




Tielaitos

Mäkelä Erkki

Tiepenkereiden vetolujitteiden toiminta käyttötilassa



Tielaitoksen
selvityksiä
47/1998

Helsinki 1998

TIEHALLINTO
Tie- ja
liikennetekniikka

Tielaitoksen selvityksiä
47/1998

Mäkelä Erkki

**Tiepenkereiden vetolujitteiden toiminta
käyttötilassa**

Tielaitos
TIEHALLINTO
Helsinki 1998

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-476-3
TIEL 3200539

Oy Edita Ab
Helsinki 1998

Julkaisua myy
Tielaitos, kirjasto
Telefax 0204 44 2652



Tielaitos
TIEHALLINTO
Tie- ja liikennetekniikka
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 44 150

Aiheluokka 62

Asiasanat penkereet, pehmeiköt, teräs, puu, geovahvisteet

TIIVISTELMÄ

Tiepenkereiden vetolujitteiden nykymuotoinen käyttö on Suomessa suhteellisen uutta, vaikka itse käsite 'vahvistemaa' esitettiin jo 1960-luvun alussa Ranskassa. Suomessa tiepenkereiden vetolujitteina on tähän asti käytetty lähinnä ulkomaisten valmistajien synteettisiä tuotteita. Tällöin mitoitusmenetelmät ovat perustuneet pitkälti valmistajien antamiin murtorajatilakriteereihin. Käyttötilamitoitus on jätetty pois sen vaikeuden sekä muovisten vetolujitteiden suurten venymien takia. Kotimaisella puulla sekä lähes kotimaisella teräksellä on hyvät edellytykset toimia korkeatasoisina vetolujitteina myös käyttötilassa.

Tiepenkereitä tutkimuksessa edustavat korkealuokkainen tie, kevyen liikenteen tie ja kaksi kaksipuolista levennystä, joista ensimmäinen on 1,5 m ja toinen 2,5 m leveä. Tutkittavien tiepenkereiden pohjamaana on kolme erilaista savikkoa. Ensimmäisenä vaihtoehtona on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Toisena pohjamaavaihtoehtona on 15 m syvä savi, jolla on 1 m paksuinen kuivakuorikerros. Kolmannen pohjamaavaihtoehdon muodostaa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta. Tutkittavat vetolujitevaihtoehdot ovat: teräs, puu, lasikuitu ja neljä erilaista täysin synteettistä tuotetta.

Tutkimuksen ensimmäisenä päätavoitteena oli selvittää neljän erilaisen tiepenkeraan jännitykset ja muodonmuutokset omasta painosta ja liikennekuormasta käyttötilassa. Toisena tavoitteena oli selvittää erilaisten vetolujitteiden maksimijännitykset ja venymät näissä neljässä tiepenkereessä. Jännitykset ja venymät laskettiin FEM:llä. Ohjelmistona käytettiin ABAQUS-nimistä ohjelmistoa. Tutkimuksen toissijaisena tavoitteena oli verrata erilaisten vetolujitteiden materiaalikustannuksia. Tutkimuksen teoriaosuus jakaantuu maan sisäiseen kitkaan ja dilataatioon, maan ja vetolujitteen väliseen vuorovaikutukseen ja FEM:iin.

Pehmeikölle rakennettavien korkealuokkaisten tiepenkereiden yhteydessä vetolujitteiden käytöstä on eniten hyötyä. Tällöin kyseeseen tulevat teräs, puu ja lasikuitu. Vetolujitteiden käyttöä kevyen liikenteenteissä ei voida suoraan perustella tällä tutkimuksella. Levennysrakenteissa kapeilla levennyksillä (alle 1,5 m) vetolujitteiden käytöstä ei ole huomattavaa hyötyä. Leveämmillä levennysrakenteilla vetolujitteista saatava hyöty on sitä vastoin merkittävä.

Tärkeimpänä johtopäätöksenä voidaan todeta täysin synteettisten vetolujitteiden heikko toimivuus tiepenkereiden vetolujitteiden käyttötilassa. Tutkimus osoitti selvästi teräksen, puun ja lasikuidun ylivoimaisuuden. Puu on näistä kolmesta materiaalikustannuksiltaan halvin. Teräsverkot osoittautuivat hyväksi ratkaisuksi kaikissa tutkimuksen pengervaihtoehdoissa.

Keywords Road Embankment on a Soft Ground, Tensile Reinforcement, FEM, Service Limit State.

ABSTRACT

Though the "reinforced soil" was invented in the early sixties in France, the use of tensile reinforcements in modern road embankments is fairly recent technology in Finland. Earlier use of fully synthetic exported plastic reinforcements was common. The design of structures is mainly executed in the ultimate limit state because of the difficulties of design in the service limit state and because of high strains of plastic reinforcements. The material properties of domestic wood and semi-domestic steel are possibly adequate for both design methods.

The first type of road embankment is the high-quality road embankment. The second is cycle and pedestrian path and the last two are double-side road widenings (1,5 m and 2,5 m widening). The ground of the road embankments is clay. There are three different type of clay layers: 1. 15 m deep clay, 2. 15 m deep clay with 1 m thick dry crust and 3. 5 m deep clay. Tensile reinforcement materials are: steel, wood, glass fibres and four different types of plastic.

The main purpose of the study was to identify stresses and deformations for four different type of reinforced road embankments and the maximum stresses and strains of these tensile reinforcements. The study was performed using the FEM-method employing the computer software, ABAQUS. The secondary purpose of the study was to asses the material costs for the tensile reinforcements. The first part of the study consists of literature research which consists of the following three sections. 1. Friction and dilatation of soil, 2. Soil-reinforcement interaction and 3. FEM.

Tensile reinforcements are the most effective in high quality road embankments. Steel, wood and glass fibres demonstrated the best properties in such cases. Reinforcements of cycle and pedestrian paths were the least effective. Tensile reinforcements provide few advantages on road widenings less than 1,5 m. The effect of reinforcements is significant in greater widenings.

The study demonstrated the weakness of plastic reinforcements in service limit state design. Steel, wood and glass fibres are the best materials for service limit state design. Wooden tensile reinforcement is the cheapest of the three best ones. Steel mesh seem to be a good solution for all types of road embankments.

ALKUSANAT

Tällä tutkimuksella on pyritty selvittämään erilaisten lujitteiden vaikutusta tien tasaisuuteen rakennettaessa uutta tietä tai levitettäessä nykyistä pengertä pehmeiköllä. Työssä on elementtimenetelmälaskelmin tutkittu päällysrakenteeseen tai sen alapintaan sijoitettavien teräksisten, puisten ja muovisten vetolujitteiden vaikutusta pitkällä aikavälillä tien painumiin ja erityisesti tien poikkikallistuksiin.

Tutkimus on tehty Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratoriossa. Julkaisun on laatinut Erkki Mäkelä ja se on samalla hänen diplomityönsä. Tutkimus on tehty professori Jorma Hartikaisen johdolla ja hänen lisäksään työn ohjaamiseen ovat Tampereen teknillisestä korkeakoulusta osallistuneet Mauri Koskinen ja Jukka Rantala. Tilaaajan puolelta työtä valvoneeseen ryhmään ovat kuuluneet Pentti Salo ja Veli-Matti Uotinen Tielaitoksesta sekä Jouko Lehtonen Rautaruukki Oyj:stä. Työ on Tielaitoksen Tie- ja liikenneyksikön ja Rautaruukki Oyj:n yhteisesti rahoittama.

Helsingissä joulukuussa 1998

Tielaitos
Tie- ja liikennetekniikka

SISÄLTÖ

KÄYTETYT MERKINNÄT JA SYMBOLIT	10
1 JOHDANTO	16
1.1 Geovahvisteiden historiasta /7, 21, 38/	16
1.2 Tutkimuksen tausta /18, 33, 44/	17
1.3 Tutkimuksen tavoitteet	18
1.4 Työn suoritus	18
2 KITKA JA DILATAATIO	20
2.1 Kitka fysikaalisena ilmiönä	20
2.1.1 Kitkan peruslait /13, 17/	20
2.1.2 Kitkan toimintamekanismi /12, 17/	21
2.2 Maan kitkakulmista	23
2.2.1 Kokonaiskitkan maksimiarvo /3, 13, 40, 43, 50/	23
2.2.2 Kriittisen tilan kitkakulma /13/	26
2.3 Dilataatiosta	26
2.3.1 Dilataatio ja dilataatiokulma /3, 19, 36, 37/	26
2.3.2 Estetty dilataatio ja sen vaikutus kitkakulmaan /4, 43/	28
2.3.3 Dilataatio- ja kitkakulman suhde jännitysdilataatioteoriolla /4, 40/	30
2.3.4 Huippu- ja jäännöskitkakulman suhteista hiekoilla /4, 40/	33
2.4 Kitkan ja dilataation määrittämisestä laboratoriossa	34
2.4.1 Rasialeikkaukokeesta /12, 13, 36/	34
2.4.2 Kolmiaksiaalikoikeesta /14, 31, 36/	36
3 VETOLUJITTEEN JA MAAN YHTEISTOIMINTA	38
3.1 Johdanto	38
3.1.1 Vetolujitteella vahvistetun tiepenkereen toimintatapa ja vaadittavat ominaisuudet /5, 7, 8/	38
3.2 Vahvistekankaan toimintatapa	39
3.2.1 Vahvistekankaista /1, 32/	39
3.2.2 Maan ja vahvistekankaan vuorovaikutuksesta /7, 21/	40
3.2.3 Liukuminen /7, 8, 21/	41
3.2.4 Ankkuroituminen /7, 8, 21/	43
3.3 Vahvisteverkon toimintatapa	45
3.3.1 Vahvisteverkoista /9, 21, 34/	45
3.3.2 Maan ja vahvisteverkon vuorovaikutuksesta /7, 26/	45
3.3.3 Liukuminen /7, 9/	46
3.3.4 Ankkuroituminen /7, 8, 9, 21/	49
3.3.5 Kantava maanpaine σ_b ja sen suhteista vertikaalijännitykseen σ_v /7, 9/	54

3.3.6 Poikittaisten vetoelementtien yhteisvaikutuksesta vahvisteverkossa /7, 26/	57
4 LUJITEMATERIAALIT	60
4.1 Malleissa käytetyt lujitemateriaalit ja niiden laskentaarvot /22, 44, 45, 46/	60
5 FEM	63
5.1 Johdanto	63
5.1.1 Fysikaalisten ilmiöiden mallintaminen /16/	63
5.1.2 OD -yhtälöiden luokittelusta ja numeerisista ratkaisumenetelmistä /16/	64
5.1.3 Variaatiolaskennasta ja variaatiotehtävän likiratkaisusta /16, 39, 52/	65
5.2 Elementtimenetelmän periaatteet rakenteiden mekaniikan näkökulmasta	68
5.2.1 Solmunumeroinnista, -siirtymistä ja -voimista /24/	68
5.2.2 Interpolaatiofunktioista /16, 24/	70
5.2.3 Perusyhtälöt /16, 24/	72
5.3 Maan ja vetolujitteen materiaalmallit	73
5.3.1 Yleistä /30, 38, 42/	74
5.3.2 Maan ja vetolujitteen epälineaarisuuksien mallintaminen /30, 42, 53/	75
5.3.3 Trescan myötöehto /11, 42/	78
5.3.4 Huber - Von Mises - Hencky -myötöehto /11, 42/	78
5.3.5 Mohr – Coulomb -myötöehto /2, 30, 42/	79
5.3.6 Drucker – Prager -myötöehto /11, 42, 53/	80
5.3.7 Stassi D'alia -myötöehto /11/	81
5.3.8 Modifioitu Cam – Clay (Mcc) -Malli /38, 42/	82
5.4. Alkujännitystila	84
5.4.1 Maan Alkujännitystila /30, 38/	84
5.4.2 Vetolujitteen esijännitystila /14/	85
5.5 Maan ja vetolujitteen laskentaparametrit	85
5.5.1 Yleistä /30, 36/	85
5.5.2 Maaparametrit /2, 30, 36/	86
5.5.3 Vetolujitteen parametrit /25/	88
5.6 Elementtityypit ja -verkot	88
5.6.1 Maan tasomallinnukseen käytettävistä elementeistä /16, 24/	88
5.6.2 Vetolujitteen mallintamiseen käytettävistä elementeistä /2, 16/	90
5.6.3 Maan ja vetolujitteen yhteistoimintaan vaikuttavista elementeistä /2, 23, 30/	91
5.6.4 Elementtiverkoista /2, 24, 30/	93
5.6.5 Elementtimenetelmän tarkkuudesta /16, 30/	94

6	KÄYTTÖTILAMITOITUS	95
6.1	Käyttötilamitoituksen määrittäminen vetolujitteilla vahvistetuille tiepenkereille /1, 20, 28, 29/	95
7	PENKEREIDEN MALLINNUS JA TULOKSET	97
7.1	Korkealuokkainen tiepenger pehmeiköllä	97
7.1.1	Penkereen päällysrakenne	97
7.1.2	Penkereen pohjamaa	99
7.1.3	Penkereen 2-D Fe-malli	102
7.1.4	Liikennekuormituksen mallintaminen	108
7.1.5	Laskennan suorittaminen	110
7.1.6	Tulokset	113
7.1.6.1	15 m syvä savi ilman kuivakuorta	113
7.1.6.2	15 m syvä savi ilman kuivakuorta lujite suodatinkerroksessa	119
7.1.6.3	15 m syvä kuivakuorellinen savi	122
7.1.6.4	5 m syvä savi ilman kuivakuorta	125
7.2	Kevyen liikenteen tie pehmeiköllä	128
7.2.1	Penkereen päällysrakenne	128
7.2.2	Penkereen pohjamaa	129
7.2.3	Penkereen 2-D Fe-malli	131
7.2.4	Laskennan suorittaminen	132
7.2.5	Tulokset	135
7.2.5.1	15 m Syvä savi ilman kuivakuorta	135
7.2.5.2	15 m syvä kuivakuorellinen savi	139
7.2.5.3	5 m syvä savi ilman kuivakuorta	143
7.3	Vanhan tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen pehmeiköllä: 1,5 m levennys.	147
7.3.1	Penkereen päällysrakenne	147
7.3.2	Penkereen pohjamaa	148
7.3.3	Penkereen 2-D Fe-malli	150
7.3.4	Laskennan suorittaminen	152
7.3.5	Tulokset	156
7.3.5.1	15 m syvä savi ilman kuivakuorta	156
7.3.5.2	15 m syvä kuivakuorellinen savi	162
7.3.5.3	5 m syvä savi ilman kuivakuorta	166
7.4	Vanhan tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen pehmeiköllä: 2,5 m levennys.	170
7.4.1	Penkereen päällysrakenne	170
7.4.2	Penkereen pohjamaa	171
7.4.3	Penkereen 2-D Fe-malli	171
7.4.4	Laskennan suorittaminen	173
7.4.5	Tulokset	176
7.4.5.1	15 m syvä savi ilman kuivakuorta	176
7.4.5.2	15 m syvä kuivakuorellinen savi	181
7.4.5.3	5 m syvä savi ilman kuivakuorta	185

7.5 Tulosten ja kustannusten vertailu	189
7.5.1 Painumat	189
7.5.2 Asfaltin venymät	195
7.5.3 Kaltevuuden muutokset	196
7.5.4 Vetolujitteiden maksimijännitykset ja –venymät	204
7.5.5 Vetolujitteiden kustannusten vertailu	215
8 MALLINNUKSEN EPÄTARKKUUDET	216
8.1 Fem-ohjelmasta riippumattomat epätarkkuudet	216
8.1.1 Lähtötietojen vaikutus tuloksiin	216
8.1.2 Penkereen yksinkertaistamisesta	216
8.2 Abaqus -ohjelman käyttö tiepenkereen vetolujitteiden käyttötila- mitoituksessa.	217
8.2.1 Elementtimenetelmän virheistä ja epätarkkuuksista tiepenkereiden elementtimalleissa	217
8.2.2 Abaqus -ohjelman soveltuminen tiepenkereiden geotekniseen mallintamiseen ja mitoitukseen	221
9 JOHTOPÄÄTÖKSET	223
9.1 Mallinnettujen poikkileikkausten sallitut muodonmuutokset maan eri vetolujitteilla	223
9.1.1 Korkealuokkainen tiepenger pehmeiköllä	223
9.1.2 Kevyen liikenteen tie pehmeiköllä	225
9.1.3 Tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen pehmeiköllä	226
9.1.4 Jatkotutkimustarve	228
10 KIRJALLISUUS	229
11 LIITTEET	233

KÄYTETYT MERKINNÄT JA SYMBOLIT

A	tasapaino-operaattori
A _b	poikittaissuuntaisen vetoelementin pinta-ala, jota vasten maanpaine voi kehittyä
A _c	nettopinta-ala
A _{ci}	yhden pisteen nettopinta-ala
A _k	pinta-ala
A _r	vahvistekankaan näennäinen pinta-ala
A _r	vahvisteverkon tehokas pinta-ala
A _T	näennäinen pinta-ala
B	matemaattinen operaattori
B	matriisi
B _T	matriisin B transpoosi
D	jäykkyysoperaattori
D	$-\dot{a}_3/\dot{a}_1$
D _A	$-\dot{a}_3/\dot{a}_{1A}$
D _B	$-\dot{a}_3/\dot{a}_{1B}$
D	matriisi
D _T	matriisin D transpoosi
D _{ijkl} ^{ep}	elastoplastinen materiaalmatriisi
E	kimmomoduuli
E	muodonmuutosmoduuli
E ₁	kimmomoduuli ensimmäisen pääjännityksen suuntaan
E _d	avoimen tilan muodonmuutosmoduuli
E _u	suljetun tilan muodonmuutosmoduuli
F	matemaattinen operaattori
F	myötöehto
F _i	uraan i vaikuttava voima
F _{k,max}	maksimijousivoima
F _x	voima x-akselin suuntaan
F _y	voima y-akselin suuntaan
F _z	voima z-akselin suuntaan
F _γ	ankkurin maanpaine kerroin
F _γ '	ankkurin korjattu maanpaine kerroin
{F ^s }	solmun s solmuvoimavektori
{F ^(e) }	elementin e solmuvoimat
G	leikkausmoduuli
H	skalaarifunktio
H _n (ξ)	astetta n oleva Hermitteen polynomi
I _D	näytteen suhteellinen tiiviys
I _R	relatiivinen dilataatioindeksi
J ₁ , J ₂ , J ₃	jännitysinvariantit
J _{2D} , J _{3D}	deviatoriset jännitysinvariantit
K	sisäisen kitkan kerroin
K ₀	lepopaine kerroin
[K]	kerroinmatriisi eli laskentamallin jäykkyysmatriisi

$[K^{(e)}]$, K^e	elementin jäykkyyssmatriisi
L	vahvistekankaan tai -verkon pituus
M	elementtien kokonaismäärä
M	kriittisen tilan jännityssuhde
M_x	momentti x-akselin ympäri
M_y	momentti y-akselin ympäri
M_z	momentti z-akselin ympäri
N	normaalivoima
N	elementtiverkon solmujen lukumäärä
N	interpolaatiofunktio
$N_i(\xi)$	Legendren i:nnes polynomi
N^T	interpolaatiofunktioiden pystyvektori
P_0	yksittäisen poikkisuuntaisen vetoelementin ulosvetovoima
P_1, P_2	vetovoima
dP	vetovoimien P_1 ja P_2 erotus
P_d	leikkausvoima
$P_i(\xi)$	i:nnes polynomi
P_{max}	vahvisteverkon suurin ulosvetovoima
P_r	ankkurikapasiteetti
P_{rb}	poikittaisten elementtien osuus ankkurikapasiteetista
P_{rd}	leikkausvastuksen osuus verkon ankkurointikapasiteetista
$\{p\}$	koko rakenteen voimavektori
Q	vakio
R	vakio
R	hiekan alkutiiviys
R	jännityssuhde σ_1/σ_3
R_A	jännityssuhde σ_1/σ_3 , mekanismille A
R_B	jännityssuhde σ_2/σ_3 , mekanismille B
R_{eH}	myötörajan ylempi arvo
R_K	korjauskerroin, joka ottaa huomioon maan alkujännitystilän
$R_{p0,2}$	myötörajaa vastaava 0,2 % venymä kylmämuokatuilla teräksillä
R_R	korjauskerroin, joka ottaa huomioon ankkurin pinnan karkeuden
R_S	jäännös reunalla s
R_Ω	jäännös alueessa Ω
R_ψ	korjauskerroin, joka ottaa huomioon dilataation
$\{\hat{R}\}$	kokonaiskuormitusvektori
S_L	pitkittäisten vetoelementtien välinen leveys
S_T	poikittaisten vetoelementtien pituus
S_T/d	verkon poikittaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja korkeuden suhde
$(S_T/d)_\phi$	suhde, jolla verkko toimii täysin karkeana pintana
T	kitkavoima
T	vetovoima
T_{max}	maksimikitkavoima pinnan suunnassa
$\{U\}$	koko rakenteen solmusiirtymävektori
W	vahvistekankaan tai -verkon leveys
W_k	betonin maksimihalkeamaleveys

Y1, Y2, Y3 Ympäristöluokat

-	
a	reunaehto
a_k	kitkajouselle tuleva maamassan leveys
b	uran leveys
c	koheesio
d	vetoelementin ja paineanturin etäisyys
d	pitkittäis- ja poikittaiselementtien korkeus
e	luonnollisen logaritmin kantaluku
e	huokosluku
e_0	maan huokosluku alussa
e_{\max}	maksimihuokosluku
e_{\min}	minimihuokosluku
f	funktio
f, \bar{f}	ulkoisten kuormien joukon alkio
$\{\hat{f}^{(e)}\}$	ekvivalenttinen solmukuormitusvektori
dg	plastinen potentiaali
h	syvyys maanpinnasta
h_i	i:nneen maakerroksen paksuus
k	kriittinen arvo myötöfunktiossa, myötöjännitys puhtaassa leikkauksessa
k_b	yhdistetyn maa-vesi-materiaalin puristuvuuskerroin
k_n	idealisoitu normaalijäykkyys
k_s	idealisoitu leikkausjäykkyys
l	rekan tai kuorma-auton pituus
l_{p_k}	Lagragen astetta p oleva polynomi
n	huokoisuus
n	poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä
p	hydrostaattinen jännitys
p_0	murtosuoran leikkauskohta p-akselilla
q	deviatorinen jännitys
q_u	normaalijännitys
r	paikkavektori
r_i	piste avaruudessa
s	adhesoituneiden pintojen leikkauslujuus
s	reuna
s	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$
u	siirtymä
u	funktio, joka koostuu kantafunktioista ϕ_i ja tuntemattomista parametreista α_i
u_x	siirtymä x-akselin suuntaan
u_y	siirtymä y-akselin suuntaan
\bar{u}	funktion u yrite = Rayleigh - Ritz estimointiviritys
\bar{u}_x	solmun siirtymä suuntaan x
\bar{u}_y	solmun siirtymä suuntaan y
\bar{u}_z	solmun siirtymä suuntaan z
$\{\bar{u}^{(e)}\}$	elementin e solmusiirtymät
$\{\bar{u}^s\}$	solmun siirtymäkenttä
w_{si}	painofunktio reunalla s, missä alaindeksi i tarkoittaa reunan numeroa

$w_{\Omega i}$	painofunktio alueessa Ω , missä alaindeksi i tarkoittaa alueen numeroa
x	koordinaattiakseli ja pisteen x -koordinaatti
Δx	vaakasiirtymän muutos
y	koordinaattiakseli ja pisteen y -koordinaatti
z	koordinaattiakseli ja pisteen z -koordinaatti
z	maamassan korkeus
α	materiaalivakio
α_a	aukkojen osuus verkon pinta-alasta
α_b	osuus poikkisuuntaisen vetoelementin leveydestä W , jota vastaan maanpaine voi kehittyä
α_d	osuus verkon sileän pinnan pinta-alasta, joka vastustaa maan suoraa liukumista
α_i	yritefunktion tuntemattomia parametrejä
α_s	sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
δ	vahvisteverkon ja maan välinen kitkakulma
δ	Diracin delta-funktio
δ_{ij}	Kroneckerin delta-tensori
δ_d	dilataation aiheuttama muodonmuutos
ϵ	muodonmuutos, venymä
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	aksiaalinen muodonmuutos
$\dot{a}_1, \dot{a}_2, \dot{a}_3$	aksiaalinen venymä (muodonmuutos) -nopeus
\dot{a}_{1A}	aksiaalinen venymänopeus mekanismilla A
\dot{a}_{1B}	aksiaalinen venymänopeus mekanismilla B
ϵ_s	leikkausmuodonmuutos
ϵ_v	tilavuuden muutos
\dot{a}_v	tilavuudenmuutosnopeus
\dot{a}_n^p	plastinen venymä
$d\dot{a}_{ij}$	kokonaismuodonmuutosinkrementti
$d\dot{a}_{ij}^e$	elastinen muodonmuutosinkrementti
$d\dot{a}_{ij}^p$	plastinen muodonmuutosinkrementti
ϕ	kitkakulma
ϕ'	kokonaiskitkakulma
ϕ'	tehokas kitkakulma
ϕ_{cv}	kriittisen tilan kitkakulma
ϕ_f	sisäisen kitkan kerrointa K vastaava kitkakulma
ϕ^{ps_f}	sisäisen kitkan kerrointa K vastaava kitkakulma, joka on mitattu tasomuodonmuutostilassa
ϕ^{tr_f}	sisäisen kitkan kerrointa K vastaava kitkakulma, joka on mitattu kolmiaksiaalikoikeesta
ϕ_g	kiertymiskitkakulma
ϕ_g	vahvistekankaan ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma
ϕ_{gm}	vahvistekankaan ja maan välinen huipputilan kitkakulma
ϕ_i	lineaarisesti riippumattomia kantafunktioita
ϕ_p	huipputilan kitkakulma

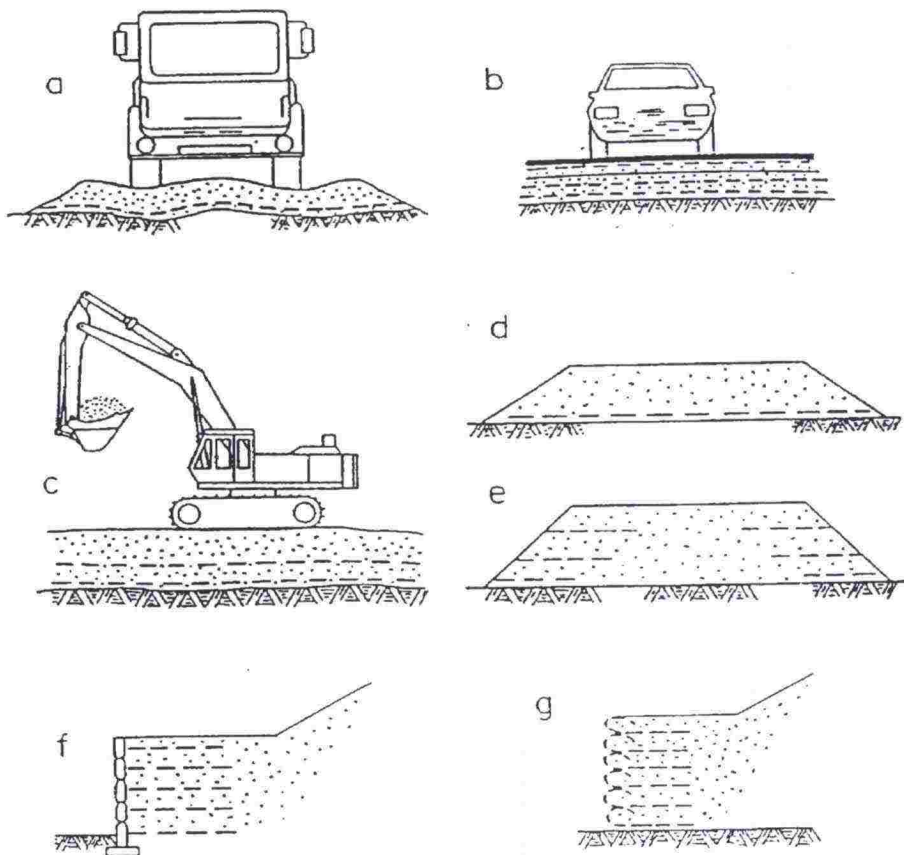
ϕ^{ps}_p	huipputilan kitkakulma, joka on mitattu tasomuodonmuutostilassa
ϕ^{tr}_p	huipputilan kitkakulma, joka on mitattu kolmiaksaaliko-keesta
ϕ_μ	mineraalikitkakulma
γ	maan tilavuuspaino
γ'	maan tehokas tilavuuspaino
η	koordinaattiakseli ja pisteen η -koordinaatti
ϕ_x	solmun kiertymä x-akselin ympäri
ϕ_y	solmun kiertymä y-akselin ympäri
ϕ_z	solmun kiertymä z-akselin ympäri
$d\lambda$	plastinen kertoja
μ	kitkakerroin
μ_b	vahvistekankaan ankkuroinnin kriittisen tilan tehokerroin
μ_{bm}	vahvistekankaan ankkuroinnin huipputilan tehokerroin
μ_{bn}	verkon ankkuroinnin tehokerroin
$(\mu_{bn})_{bs}$	ankkuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisille vetoelementeille
$(\mu_{bn})_{ss}$	ankkuroinnin tehokerroin verkon sileälle pinnalle
μ_d	suoran liukumisen tehokerroin kankaalle
μ_{dm}	suoran liukumisen huipputilan tehokerroin kankaalle
μ_{dn}	suoran liukumisen tehokerroin verkolle
π	$\cong 3,14$
ρ	materiaalivakio
σ_0	alkujännitys
σ_0	myötöjännitys puhtaassa vedossa
σ_0'	myötöjännitys puhtaassa puristuksessa
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	aksiaalinen jännitys
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	tehokkaat aksiaaliset jännitykset
$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$	pääjännitykset
σ_b	kantava maanpaine
σ_i	urassa i vaikuttava jännitys
σ_m	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
σ_n	normaalijännitys
σ_{x0}'	tehokas x-akselin suuntainen alkujännitys
σ_{y0}'	tehokas y-akselin suuntainen alkujännitys
$\Delta\sigma$	jännityslisäys
$\Delta\sigma_v$	vertikaalinen jännityslisäys
σ_{ij}	Cauchyn jännitystensori
σ'_{ij}	vedellä kyllästyneen maan efektiivinen jännitystila
σ_{ij}^D	deviatorinen jännitystensori
τ, τ_m	leikkausjännitys
τ_u	maksimileikkausjännitys
ν	Poissonin luku
ν'	tehokas Poissonin luku
ξ	koordinaattiakseli ja pisteen ξ -koordinaatti
Π	huokosvedenpaine
Ω	alue

ψ	dilataatiokulma
ψ^{ps}	dilataatiokulma, joka on mitattu tasossa olevien aksiaalisten venymänopeuksien avulla
ψ^{tr}	dilataatiokulma, joka on mitattu kolmiakσιαalikokeesta
CD-koe	consolidated - drained-koe = avoin hidas kolmiakσιαalikoe
CU-koe	consolidated undrained-koe =konsolidoitu nopea kolmiakσιαalikoe
CMS	Cambridge Materials Selector
DI	vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste (Degree of Interference)
DOF	Degree Of Freedom = vapausasteiden lukumäärä
FE	Finite Element
FEM	Finite Element Method = äärellisten elementtien menetelmä
HDPE	High Density Polyethylene = korkeatiheyksinen polyeteeni
N - R	Newton - Raphson
OD	osittaisdifferentiaali
PA	polyamidi eli nylon
PET	Polyethylene terephthalate = polyesteri
PP	polypropeeni
RakMK	rakentamismääräyskokoelma
R - R	Rayleigh - Ritz
jk	jalankulkija
pp	polkupyörä
pvp	pohjavedenpinta

1 JOHDANTO

1.1 Geovahvisteiden historiasta /7, 21, 38/

Geovahvisteiden käyttöä maan lujittamiseen on tunnettu alkeellises-
sa muodossa jo tuhansia vuosia. Tällöin on tullut kyseeseen lähinnä
puut ja pensaat. Nykyaikaisen geovahvistetun maan periaatteen
esitteli ranskalainen insinööri Henri Vidal 1960-luvun alussa. Tästä
tekniikasta ovat kehittyneet mm. geovahvistetut penkereet ja tuki-
muurirakenteet, jyrkkien luiskien stabilointi geovahvisteilla sekä
geovahvistetut perustukset (kuva 1). Geovahvistettuja tiepenkereitä
on rakennettu melkein 25 vuoden ajan.



TYYPILLISIÄ GEOVAHVISTETTUJA RAKENTEITA:

- (a) päällystämättömät tiet
- (b) asfalttipäällysteet ja alusrakenne
- (c) väliaikainen vahviste
- (d) pehmeiköillä oleva penger
- (e) geovahvistettu luiska
- (f) seinäelementit + lujitemaa
- (g) lujitemaasta rakennettu seinä

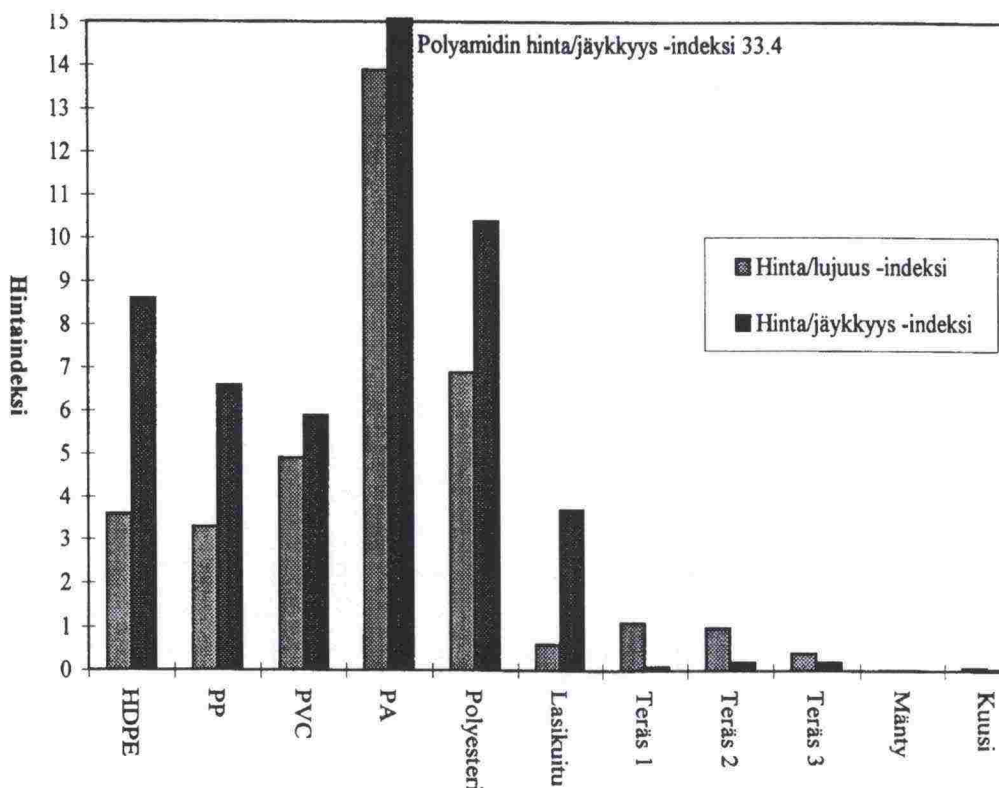
Kuva 1: Tyypillisiä geovahvistettuja rakenteita /7/.

1.2 Tutkimuksen tausta /18, 33, 44/

Tämänhetkinen maan vetolujitteiden mitoitustapa perustuu pitkälti murtorajatilan tarkasteluun. Kuitenkin ensisijaisena mitoitustapana pitäisi olla käyttötilan mitoitustapa, jonka onnistuminen määrää tienpenkereen laadun todellisen käyttötilanteen ajomukavuutena ja -turvallisuuksena. Tähän asti vetolujitteina on käytetty yleensä tuontimuoveja, joiden käyttötilan suunnittelukriteerit on jätetty esittämättä muovien suurten venymien takia. Edellä mainitusta syystä ei käyttötilamitoitusta ole myöskään kehitetty. Teknillisen korkeakoulun tutkimuksissa on tukeuduttu lähinnä vain ulkomaisten valmistajien esittämiin murtotilaa koskeviin mitoitushetkeisiin.

Korkealuokkaisten maarakenteiden käyttötilan vaatimuksia vastaavat vetolujitteet voidaan mahdollisesti tehdä teräksestä. Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratoriossa onkin jo tutkittu teräslevylujitteita. Teräksisiä ohutlevyrakenteita on käytetty jonkin verran metsäautoteissa korvaamassa puuta pehmeikköjen ylityksissä. Rautaruukki Oyj valmistamien poimulevyjen käyttöä tierakenteiden vahvistuksena on tutkittu vuodesta 1986. Tutkimusten yhteydessä rakennetuista koeteistä saatujen kokemusten perusteella on valmistunut suunnitteluohje geoprofiilien käytöstä tierakenteen pohjanvahvistuksessa. Ohje on laadittu metsäteitä varten, joissa järeämmät ja kalliimmat pohjanvahvistustavat eivät yleensä tule kysymykseen. Vaikka teräsverkoilla on hyvät edellytykset toimia vetolujitteena myös korkealuokkaisissa tiepenkereissä, on sen tämän hetkinen käyttö rajoittunut lähinnä routanousujen pienentämiseen. Tällöin teräsverkko on sijoitettu kantavaan kerrokseen tai sen alapintaan.

Alempiluokkaisten teiden kohdalla puurakenteisten vetolujitteiden käyttö on houkuttelevaa edullisen hinnan takia (kuva 2). Tähän mennessä puuta on käytetty Suomessa lähinnä metsäautoteiden pohjanvahvistukseen. Tällöin on käytetty niin sanottuja näreteloja ja risumattoja rakennekerroksia kantavana telarakenteena. Puut on kaadettu tielinjalta ja tien lähialueelta. Puun käyttöä vetolujitteena, jopa korkealuokkaisissa tiepenkereissä, käytetään tänä päivänä muun muassa Intiassa.



Kuva 2: Geovahvisteiden hinta/lujuus ja hinta/jäykkyys -indeksi /44/.

1.3 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen ensisijaisena tavoitteena on selvittää pehmeikölle rakennettujen neljän erilaisen tiepoikkileikkauksen sallitut muodonmuutokset käytettäessä erilaisia maan vetolujitteita. Vetolujitteiden osalta tutkitaan maksimivenymiä ja -jännityksiä. Toissijaisena tavoitteena on vertailla tiepoikkileikkauksen käyttötilaa parantavien vetolujitteiden kustannuksia. Kustannusten vertailu suoritetaan materiaalikustannusten perusteella.

1.4 Työn suoritus

Tutkimuksen apuna käytetään kirjallisuutta, jolla selvitetään tiepenkereen ja vetolujitteen vuorovaikutus. Tutkittavat tiepenkeret analysoidaan FE -menetelmällä. Mallinnus suoritetaan kahdessa dimensiossa. Tutkimuksessa käytetään ABAQUS -nimistä FE -ohjelmistoa, joka sopii erinomaisesti epälineaarisiin vuorovaikutusongelmiin, kuten tiepenkereen ja vetolujitteen yhteistoiminnan analysoimiseen.

Tutkimuksessa esiintyvät poikkileikkaukset ovat: 1. korkealuokkainen tie, 2. kevyen liikenteen tie, 3. 1,5 m levennys ja 4. 2,5 m leven-

nys. Pohjamaaksi on valittu kolme erilaista savea, jotka esiintyvät kaikilla poikkileikkauksilla. Ensimmäinen pohjamaavaihtoehto on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Toisena pohjamaavaihtoehtona käytetään 15 m syvää savea, jolla on 1 m paksuinen kuivakuorikerros. Kolmannen pohjamaavaihtoehdon muodostaa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta. Pohjamaana olevan saven avoimen tilan kimmoduulit lasketaan sekanttimenetelmällä, ja suljetun tilan arvoina käytetään arvioituja arvoja.

Päällysrakenteen avoimen tilan arvot saadaan Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion aikaisempien tutkimusten koetuloksista. Suljetun tilan arvoina käytetään Tielaitoksen julkaisussa Tien suunnittelu, osa IV Tien rakenne /45/ antamia arvoja.

Tutkimuksessa esiintyvät vetolujitteet ovat: niukkahiilinen rakenne-teräs sellaisenaan sekä galvanoituna, polyeteeni (HDPE), polyamidi (PA) eli nylon, polypropeenä (PP), polyesteri (PET), lasikuitu ja puu. Materiaalien laskenta-arvoina käytetään CMS (Cambridge Materials selector) 2.05 antamia arvoja. Tutkimukseen ei sisälly materiaalien pitkäaikaiskäyttämisen tutkiminen. Materiaalien kykyä toimia pitkäaikaiskuormituksen alaisena voidaan arvioida luvussa 7.5.4 esiintyvien maksimijännityksen osuus myötöjännityksestä -kuvien avulla.

2 KITKA JA DILATAATIO

2.1 Kitka fysikaalisena ilmiönä

2.1.1 Kitkan peruslait /13, 17/

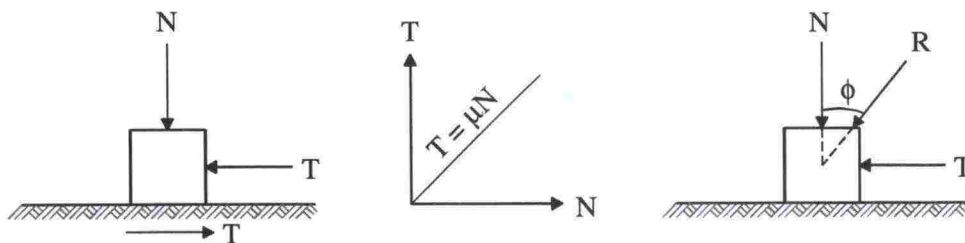
Kitka on kahden kappaleen kosketuspinnassa vaikuttava pinnan suuntainen voima, joka pyrkii estämään kappaleiden keskinäistä siirtymistä. Kitka ilmenee kosketuspintojen keskinäisen liikkeen hidastumisena tai ulkoiselle voimalle vastakkaissuuntaisena voimana, jos liike on pysyvän ulkoisen voiman aiheuttama.

Materiaalin kitkaominaisuudet voidaan jakaa sisäiseen kitkaan ja pintakitkaan. Sisäisellä kitkalla tarkoitetaan materiaalin (esim. rakeinen maa, nesteet) sisäistä liikettä vastustavaa voimaa. Kahden kappaleen rajapinnassa vaikuttavaa voimaa kutsutaan pintakitkaksi. Pintakitkavoima voidaan esittää kahdella tavalla (kuva 1). Ensimmäisessä tavassa pintakitka esitetään pinnan yli vaikuttavan normaalivoiman N ja kitkakertoimen μ tulona.

$$T_{\max} = N \cdot \mu \quad (2.1)$$

Toinen tapa ilmaista kitkakerroin μ on ilmoittaa se kitkakulman tangenttina.

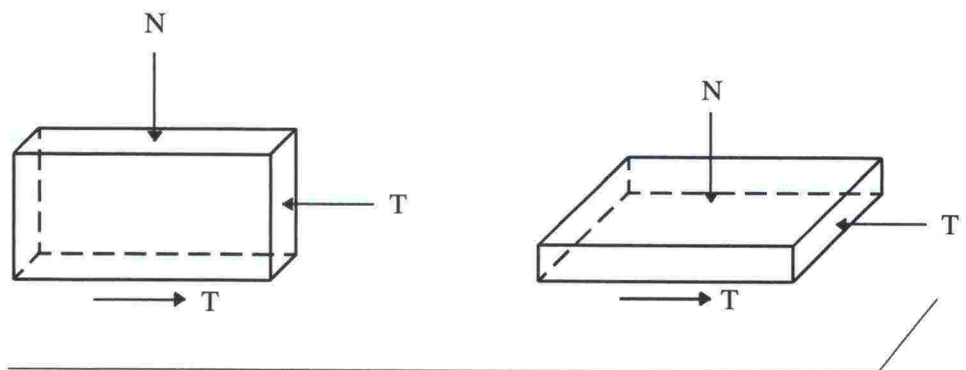
$$\tan \phi = \mu \quad (2.2)$$



Kuva 2.1: Kitkaparametrien μ ja ϕ määrittely.

Kitkailmiö voidaan ilmaista Leonardo da Vincin jo 1400-luvun lopulla ja myöhemmin 1699 ranskalaisen insinöörin Amontnin uudelleen keksimällä kitkan peruslailla niin kutsutulla Amontnin lailla.

1. Kahden kappaleen välillä vaikuttava kitkavoima T on suoraan verrannollinen kappaleiden välillä vaikuttavaan normaalivoimaan N (Kuva 1).
2. Kahden kappaleen välillä vaikuttava kitkavoima T on riippumaton kappaleiden kosketuspinta-alasta (Kuva 2).



Kuva 2.2: Kitkavoimat ovat yhtä suuria kosketuspinnan alasta riippumatta.

2.1.2 Kitkan toimintamekanismi /12, 17/

Terzaghin vuonna 1925 esittämässä adheesiivisessä kitkateoriassa partikkeleiden välinen voima selitetään adheesiolla. Kitka syntyy kosketuskohtien leikkautumisesta. Tällöin leikkautuminen tapahtuu heikommassa materiaalissa. Partikkeleiden välinen kosketuspinta-ala riippuu kuormituksesta ja materiaalien kimmoisista ja plastisista ominaisuuksista. Esimerkiksi Herzin kontaktiteorian mukaan nettopinta-ala A_c riippuu kosketuspintojen epätasaisuuksien käyryyksistä ja on suoraan verrannollinen normaalivoiman $2/3$ potenssiin. Adheesiivinen kitkateoria voidaan esittää lyhyesti kolmen kitkan mekanismia selittävän väittämän avulla.

1. Tarkasteltaessa kappaleiden pintoja mikroskooppisella tasolla lähes kaikki, jopa hyvin kiillotetutkin, pinnat näyttävät karheilta. Paljaalla silmällä nähtävää kosketusala kutsutaan näennäiseksi kosketuspinta-alaksi A_T . Kontakti tapahtuu vain pienellä osalla näennäistä pinta-alaa. Tätä aluetta kutsutaan todelliseksi kontaktipinta-alaksi A_c , missä epätasaisuuksien huiput kohtaavat (Kuva 3).
2. Todellisen kontaktipinta-alan ollessa erittäin pieni saavuttaa siinä oleva materiaali myötölujuuden arvon jo vähäisellä kuormituksella. Todellinen kontaktipinta-ala voidaan laskea, kun tiedetään normaalivoima N ja normaalijännitys q_u .

$$A_c = \frac{N}{q_u} \quad (2.3)$$

q_u on materiaalin myötöjännityksestä riippuva vakio. Kaavasta voidaan havaita, että normaalivoiman N kasvattaminen lisää lineaarisesti todellista kontaktipinta-alaa. Pinta-ala kasvaa, kunnes se kantaa elastisesti siihen kohdistuvan normaalivoiman. Kun liitospintaan vaikuttaa pieni pinnan suuntainen voima, tapahtuu kosketuskohdissa lisää plastista muodonmuutosta, koska myötölujuus riippuu Von Mises'n myötöehdon mukaan sekä puristuksesta leikkausjännityksestä. Leikkausvoiman aiheuttama plastinen muodonmuutos lisää kontaktipinta-alaa ennen leikkautumista ja lisää siten hieman kitkakertoimen arvoa.

3. Korkea kontaktijännitys saa aikaan sähkökemiallisen sidoksen kappaleiden välillä. Näissä kohdissa leikkausvastus eli kitka on adhesiivista. Leikkausvoiman maksimi saadaan kaavasta:

$$T_{\max} = s \cdot A_c \quad (2.4)$$

missä s on adhesoituneiden pintojen leikkauslujuus ja A_c todellinen kontaktipinta-ala.

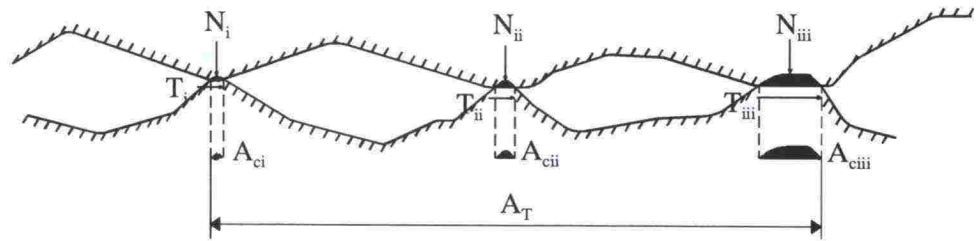
Yhdistämällä kolme edellä esitettyä väittämää saadaan leikkausvoiman maksimiarvon T_{\max} , normaalivoiman N ja materiaalivakioiden s ja q_u keskinäinen riippuvuus.

$$T_{\max} = N \cdot \frac{s}{q_u} \quad (2.5)$$

T_{\max} on suoraan verrannollinen normaalivoimaan N , sillä s ja q_u ovat materiaalivakioita. s/q_u vastaa kitkakerrointa μ , joten kaava 5 voidaan kirjoittaa uudelleen muotoon:

$$T_{\max} = N \cdot \mu \quad (2.6)$$

joka on sama kuin kaava (1).



$$N = \sum N_i = \sum A_{ci} q_u$$

$$T = \sum T_i = \sum A_{ci} \tau_m$$

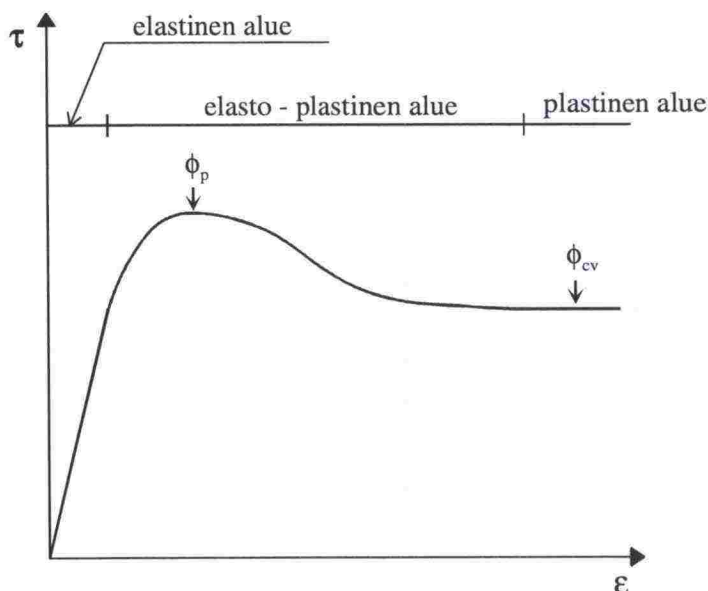
$$\mu = \frac{T}{N} = \frac{\tau_m}{q_u}$$

Kuva 2.3: Kitkavastus mikroskooppisen pienellä tasolla /17/.

2.2 Maan kitkakulmista

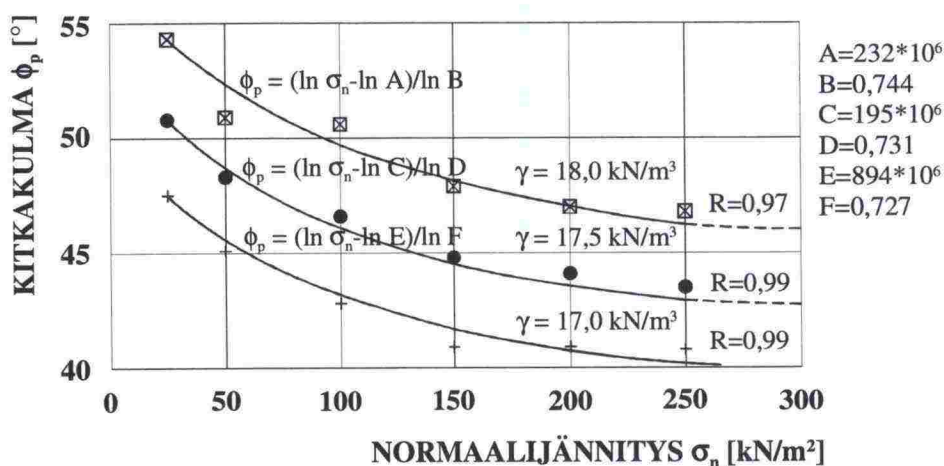
2.2.1 Kokonaiskitkan maksimiarvo /3, 13, 40, 43, 50/

Tiiviin rakeisen maan jännitys - muodonmuutos-kuvaaja voidaan jakaa elastiseen, elastoplastiseen ja plastiseen alueeseen (kuva 4). Maan sisäisistä kitkakulmista suurin kitkakulma, ns. huipputilan kitkakulma ϕ_p , on elastoplastisella alueella. Tämän kulman luonteen havainnollistamiseksi voidaan kitkakulma ajatella leikkausvoiman ja normaalivoiman resultantin kaltevuuskulmana ja tarkastella leikkausvoiman komponentteja. Murtuessaan näyte laajenee yksittäisten rakeiden siirtyillessä ja liukuessa toisiaan vastaan. Leikkausvoima pyrkii murtamaan näytettä, toisaalta ulkoinen paine pyrkii estämään sitä. Murtumisen tapahtumiseksi leikkausvoiman pitää tehdä työtä ulkoista painetta vastaan. Leikkausvoima tekee työtä rakeiden uudelleen järjestämiseksi ja murtamiseksi. Rakeiden vieriminen ja liukuminen kontaktikohdissa aiheuttaa leikkausvoimalle myös työtä. Koivumäen /13/ mukaan olisi täsmällisempää puhua kitkakulman sijasta leikkausvastuskulmasta, sillä leikkausvoimasta vain osa kuuluu rakeiden kontaktipintojen leikkausvastuksen eli mineraalikitkan voittamiseen.



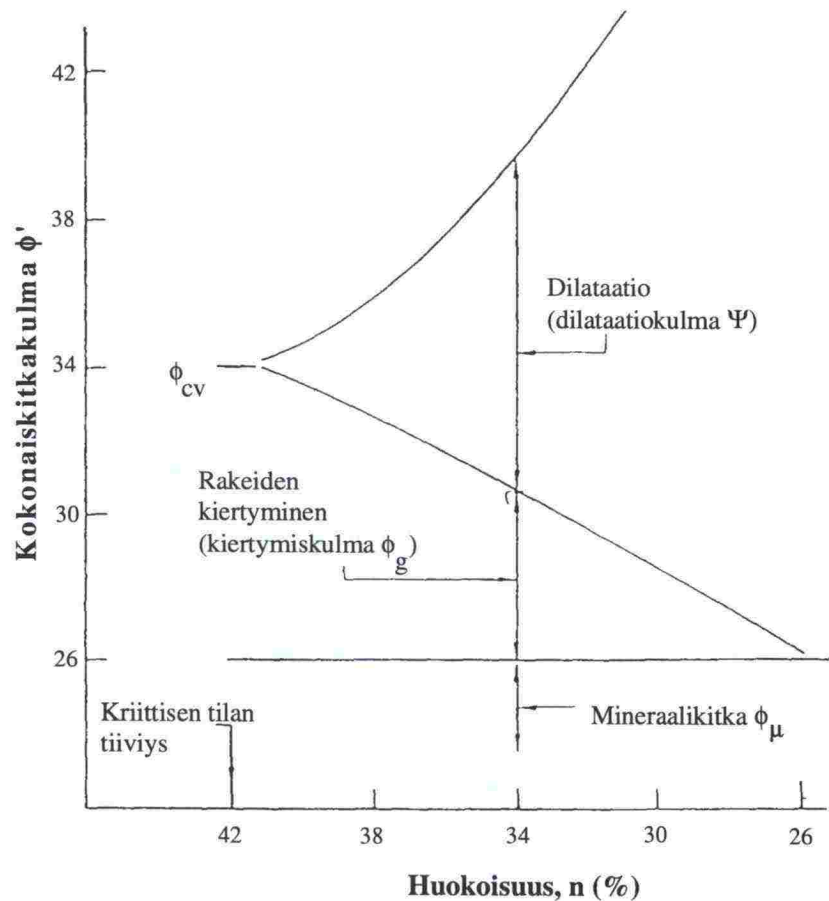
Kuva 2.4: Tiiviin rakeisen maan jännitys - muodonmuutos-kuvaaja.

Huipputilan kitkakulma ei ole ainevakio, sillä se on samoillakin materiaaleilla riippuvainen useasta eri tekijästä. Huipputilan kitkakulman suuruuteen vaikuttavat kokeiden perusteella mm. tiiviys, raekoko, raemuoto, huokoisuus, suhteistuneisuus, vesipitoisuus, käytetty koetyyppi, jännityspolku ja kuormituksen suuruus (kuva 5). Eri tekijöiden suhteellinen vaikutus eri materiaaleilla on erilainen.



Kuva 2.5: Esimerkki karkean hiekan huipputilan kitkakulmista paineen funktiona eri tilavuuspainoilla/13/.

Sobolevskyn /43/ mukaan kokonaiskitkakulma ϕ' muodostuu mineraalikitkakulmasta ϕ_μ , rakeiden uudelleen järjestäytymistä vastustavien voimien aiheuttamasta kiertymiskitkakulmasta ϕ_g sekä dilataatiosta ψ (kuva 6). Kuvan 6 malli on teoreettinen, eikä sen eri tekijöitä pystytä kokeellisesti erottelemaan. Käytännössä dilataatiosta (dilataatiokulmasta) vain ϕ_{cv} yli menevä osa voidaan mitata.



Kuva 2.6: Kokonaiskitkakulman muodostumisen riippuvuus maan huokoisuudesta /3/.

Boltonin /3/ mukaan kokonaiskitkakulma voidaan määritellä maan huokoisuuden funktiona (kuva 6). Kriittisen tilan tiiviydessä maan sisäinen kitkakulma ϕ_{cv} muodostuu mineraalikitkasta ja rakeiden kiertymisestä ($\phi_{cv} = \phi_\mu + \phi_g$). Tiiviillä maalla huokoisuuden pienentyessä rakeiden uudelleen järjestäytymiselle ei ole enää tilaa, vaan kokonaiskitkakulman ϕ' muodostavat kontaktipintojen leikkausvastus ϕ_μ ja maassa tapahtuva dilataatio ψ .

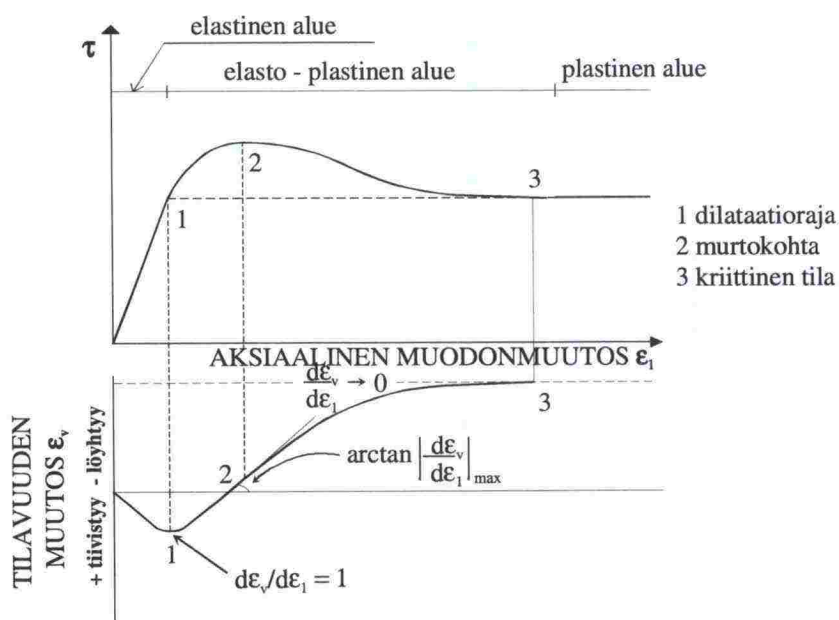
2.2.2 Kriittisen tilan kitkakulma /13/

Murtumisen tapahduttua ja tarpeeksi suuren siirtymän jälkeen leikkausvoima sekä kitkakulma saavuttavat tietyn vakioarvon. Tällöin maan oletetaan käyttäytyvän kuten kitkamainen neste tai kiinteä materiaali, joka on paineen alaisena sulanut. Tämä voidaan havaita kuvan 4 plastisena alueena. Tilavuuden muutosta ei tapahdu enää tässä tilassa, ja rakeiden uudelleen järjestäytyminen on minimisään. Tilaa vastaavaa kitkakulmaa kutsutaan kriittisen tilan kitkakulmaksi, joka on lähes täysin vertikaalijännityksestä ja maan alkutiiveydestä riippumaton vakio.

2.3 Dilataatiosta

2.3.1 Dilataatio ja dilataatiokulma /3, 19, 36, 37/

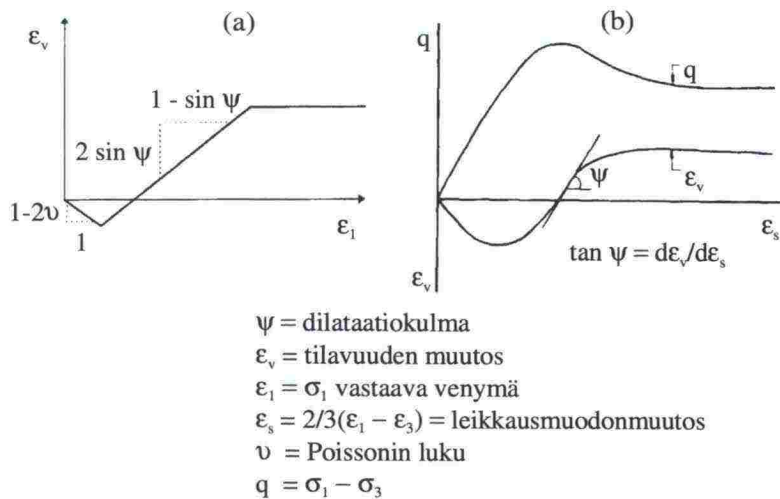
Maata kuormitettaessa sen tilavuus muuttuu. Leikkausvoimien aiheuttamaa maan tilavuuden muutosta kutsutaan dilataatioksi (kuva 7). Ennen murtumista dilataatiota voidaan havaita koko kuormitustussa materiaalissa. Murtuman tapahduttua dilataatio ilmenee pääsääntöisesti lähellä leikkauspintoja.



Kuva 2.7: Dilataation esitys jännitys - muodonmuutos-kuvaajan kanssa.

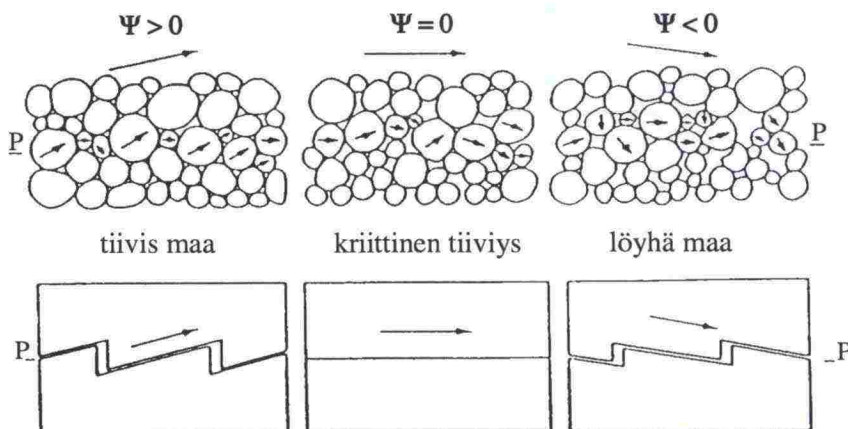
Dilataatio on riippuvainen normaalipaineesta. Tiiviissä maassa dilataatiovyöhyke jää pienemmäksi, koska suuren normaalipaineen vallitessa liukumiseen tarvitaan suurempi energia.

Dilataatiokulmalla tarkoitetaan tilavuudenmuutosnopeutta kulloinkin käytettävässä koordinaatistossa. Dilataatiokulman määrittämistä erilaisissa koordinaatistoissa on esitetty kuvassa 8.



Kuva 2.8: Dilataatiokulman esittäminen (a) $\epsilon_1 - \epsilon_v$ ja (b) $\epsilon_s - \epsilon_v$ koordinaatistossa /19, 36/.

Rakeista maata kuormitettaessa siihen muodostuvat jännitykset pyrkivät muuttamaan maan huokoisuutta kohti kriittistä tilaa. Kriittisessä tilassa leikkausjännitysten aiheuttamat muodonmuutokset tapahtuvat maan tilavuuden ja huokoisuuden pysyessä vakiona. Maan ollessa kriittistä tilaa tiiviimpää alkavat maapartikkelit liukua leikkausvoimien vaikutuksesta toistensa ohi ja etääntyä toisistaan. Etääntyminen tapahtuu karkeasti dilataatiokulman (ψ) suunnassa (kuva 9) leikkauspinnan tasoon nähden. Maan ollessa kriittistä tilaa löyhempää leikkausvoima pakottaa partikkelit lähemmäs toisiaan ja keskimääräinen dilataatiokulma muodostuu negatiiviseksi maan tiivistyessä. Jos maan tiiviys vastaa kriittistä tilaa, dilataatio on maata kuormitettaessa nolla.



Kuva 2.9: Dilataatio rakeisessa maassa ja dilataation "sahanterä"-malli /3/.

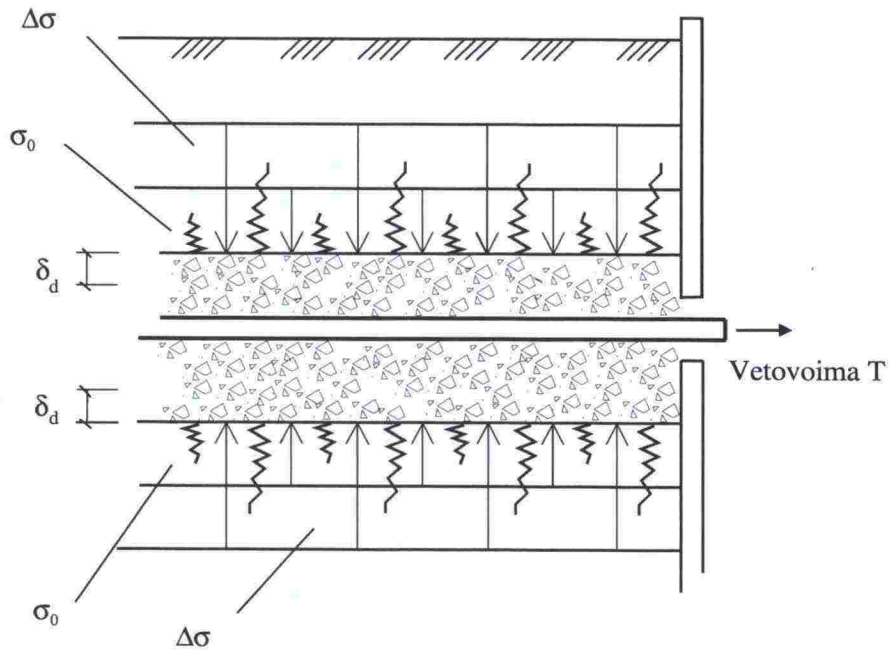
2.3.2 Estetty dilataatio ja sen vaikutus kitkakulmaan /4, 43/

Dilataation aiheuttaman maan laajenemisen estäminen aiheuttaa muutoksia maassa oleviin jännitystiloihin. Tätä kutsutaan estetyksi dilataatioksi. Estetty dilataatio tiiviissä maissa lisää vertikaalijännityksiä, koska maa puristuu ympäröiviä maamassoja vasten. Liukupinnoilla vallitseva normaalivoima saadaan kaavasta 7:

$$\sigma_n = \sigma_o + \Delta\sigma \quad (2.7)$$

Löyhässä maassa tilavuuden pieneneminen pienentää leikkauspinoilla olevaa vertikaalijännitystä. Liukupinnoilla vallitseva normaalivoima saadaan kaavasta 8:

$$\sigma_n = \sigma_o - \Delta\sigma \quad (2.8)$$



Kuva 2.10: Maan alkujännitystila vetokokeessa, jonka päälle piirretty estetyt dilataation aiheuttama lisäjännitys /43/.

Sobolevsky on merkinnyt, (kuva 10), dilataation aiheuttamaa tilavuuden muutosta δ_d .

Dilataation vaikutus kokonaiskitkakulmaan on yleensä annettu kriittisen tilan kitkakulman ja dilataatiokulman summana.

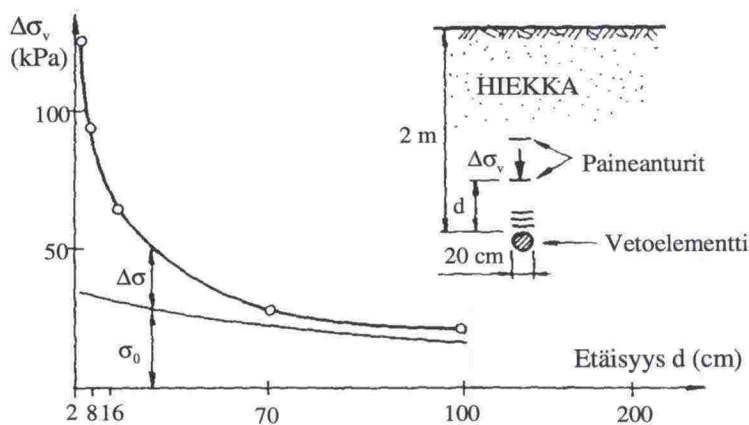
$$\phi' = \phi_{cv} + \psi \quad (2.9)$$

Estetyssä dilataatiossa kokonaiskitkakulma määritetään dilataation aiheuttaman vertikaalijännityksen kasvun avulla.

$$\phi' = \arctan \frac{\tau_u}{\sigma_0 + \Delta\sigma} \quad (2.10)$$

Kaavassa 10 esiintyvä τ_u merkitsee maksimileikkausjännitystä.

Tiiviillä rakeisilla mailla tehdyissä kenttäkokeissa ja niistä saatujen tulosten perusteella on todettu lisävertikaalijännityksiä kuvan 11 mukaisesti vetolujitteen yläpuolella.



Kuva 2.11: Vertikaalijännitys etäisyyden funktiona estetyssä dilataatiossa /41/.

2.3.3 Dilataatio- ja kitkakulman suhde jännitysdilataatioteorialla /4, 40/

Dilataatiosta aksiaalivenymien suhteen on kehitetty useita teorioita, joista kuuluisin lienee Rowen jännitysdilataatioteoria. Tasomuodonmuutostilassa, (kuva 12), jännitysdilataatioteorian peruskaava /40/ on seuraava:

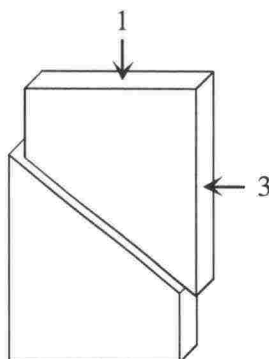
$$D=R/K \quad (2.11)$$

Missä $D = \frac{-\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$, R on jännityssuhde σ_1/σ_3 ja K on sisäisen kitkan ker-

roin, joka voidaan ilmaista muodossa:

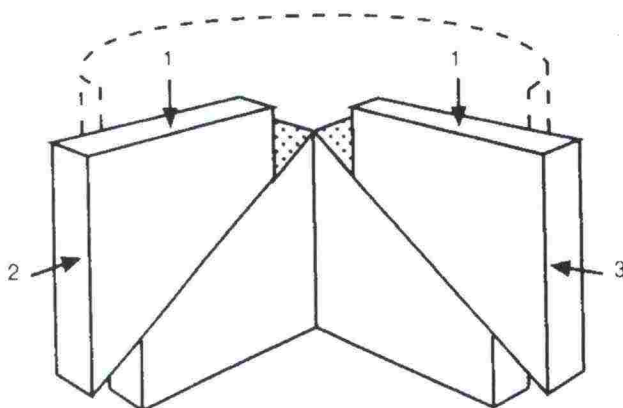
$$K=\tan^2(45+\phi_r/2) \quad (2.12)$$

Schanzin ja Vermeerin /40/ mukaan kriittisessä tilassa sisäisen kitkan kerrointa K vastaava kitkakulma ϕ_r on yhtä suuri kriittisen tilan kitkakulman ϕ_{cv} kanssa, kun kyseessä on löyhä hiekka. Tiiviillä hiekoilla kriittisessä tilassa $\phi_r < \phi_{cv}$.



Kuva 2.12: Liukuminen σ_1/σ_3 määrittelemässä tasossa.

Rowe on johtanut kaavojen 11 ja 12 suhteet energia-dissipaation muutoksella. Laajentaakseen kaavoja 11 ja 12 koskemaan kolmiak-siaalikoetta Rowe laski energian muutoksen yhdistämällä kahden eri mekanismin, A ja B, vaikutukset (kuva 13). Schanz ja Vermeer /40/ ovat osoittaneet, että tähän voidaan päätyä myös ilman energian dis-sipaatiota.



Mekanismi A = liukuminen σ_1/σ_2 määrittämässä tasossa

Mekanismi B = liukuminen σ_1/σ_3 määrittämässä tasossa

Kuva 2.13: Kolmiak-siaalisen tilan muodostuminen kahdesta kaksiak-siaali-sesta tilasta/40/.

Kuvan 13 molemmat mekanismit esittävät tasomuodonmuutostilaa. Kumpikin mekanismi voidaan lausua kaavan 11 avulla.

$$-\dot{\varepsilon}_3/\dot{\varepsilon}_{1B} = D_B = R_B / K \quad (2.13)$$

$$-\dot{\varepsilon}_2/\dot{\varepsilon}_{1A} = D_A = R_A / K \quad (2.14)$$

$R_A = R_B = R$ ja ε_2 on yhtä suuri kuin ε_3 kolmiaksisiaalisessa tilassa.

Tästä voidaan johtaa venymänopeudelle $\dot{\varepsilon}_1$ kaava summaamalla kaavat 13 ja 14.

$$\dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_{1A} + \dot{\varepsilon}_{1B} = -2\dot{\varepsilon}_3 K / R \quad (2.15)$$

tai lyhyemmin

$$D = R / K \quad (2.16)$$

$$D = -2\dot{\varepsilon}_3 / \dot{\varepsilon}_1 \quad (2.17)$$

Bolton /4/ on määritellyt dilataatiokulman tasossa olevien aksiaalisten venymänopeuksien avulla.

$$\sin \phi^{ps} = - \frac{\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_3}{\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3} \quad (2.18)$$

Kaavan 18 ensimmäinen miinus-merkki jätetään pois, jos ajatellaan puristuma positiiviseksi. Dilataatiokulma voidaan ilmaista nyt muodossa:

$$\sin \phi = - \frac{\dot{\varepsilon}_v / \dot{\varepsilon}_1}{2 - \dot{\varepsilon}_v / \dot{\varepsilon}_1} \quad (2.19)$$

$$\text{missä} \quad \dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_3 \quad (2.20)$$

kun kyseessä on tasomuodonmuutostila. Kaava 19 voidaan laajentaa koskemaan myös kolmiaksisiaalista muodonmuutostilaa, jolloin on otettava huomioon $\dot{\varepsilon}_2$ tuleva lisätermi. Kaava 20 saa nyt muodon:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 + \dot{\varepsilon}_3 \quad (2.21)$$

$$\text{missä} \quad \dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_{1A} + \dot{\varepsilon}_{1B} = - \left(\frac{\dot{\varepsilon}_2}{D_A} + \frac{\dot{\varepsilon}_3}{D_B} \right) \quad (2.22)$$

$$\text{ja} \quad D_A = D_B = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.23)$$

Boltonin /4/ mukaan dilataatio- ja kitkakulman suhde voidaan lausua kaavalla 24.

$$\sin \phi^{ps} = \frac{\sin \phi_p^{ps} - \sin \phi_f^{ps}}{1 - \sin \phi_p^{ps} \sin \phi_f^{ps}} \quad (2.24)$$

Kaava 24 on saatu yhdistämällä jännitysdilataatiokaavat 11 ja 12 dilataatiokulman määritelmään (kaava 19). Yläindeksi ps merkitsee tasomuodonmuutostilassa mitattuja kitkakulman arvoja. Toinen tapa johtaa dilaatiokulman kaava on käyttää suoraan Rowen yhtälöitä 16 ja 17 dilataatiokulman määritelmään (kaava 19).

$$\sin \phi^{\text{tr}} = \frac{\sin \phi_p^{\text{tr}} - \sin \phi_f^{\text{tr}}}{1 - \sin \phi_p^{\text{tr}} \sin \phi_f^{\text{tr}}} \quad (2.25)$$

Yläindeksi tr merkitsee kolmiaksiaalikokeesta saatuja kitkakulman arvoja. Kaavat 24 ja 25 ovat muuten samat, paitsi että kitkakulmien testausmenetelmät ovat olleet erilaiset.

2.3.4 Huippu- ja jäännöskitkakulman suhteista hiekoilla /4, 40/

Bolton /4/ olettaa tasomuodonmuutostilassa ja kolmiaksiaalisessa muodonmuutostilassa mitatuille jäännöskitkakulmille erilaiset arvot. Nämä arvot on varmennettu Schanzin ja Vermeerin /40/ suorittamilla kokeilla Hostunin hiekalle. Boltonin koetulosten perusteella saadaan yhteys huippukitkakulmalle ϕ_p ja jäännöskitkakulmalle ϕ_{cv} .

$$\phi_p^{\text{ps}} - \phi_{cv}^{\text{ps}} \approx 5I_R \quad (2.26)$$

$$\phi_p^{\text{tr}} - \phi_{cv}^{\text{tr}} \approx 3I_R \quad (2.27)$$

I_R on relatiivinen dilataatioindeksi, joka voidaan määritellä kaavalla 28.

$$I_R = I_D (Q - \ln \sigma_m) - R \quad (2.28)$$

I_D on näytteen suhteellinen tiiviys, joka saadaan kaavasta 29. σ_m on tehokkaiden jännitysten keskiarvo murrossa. Kaavassa 28 myös esiintyvät Q ja R ovat vakioita. Boltonin /4/ mukaan $Q=10$ ja $R=1$ antavat parhaan tuloksen eri hiekoille.

$$I_D = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \quad (2.29)$$

missä e tarkoittaa huokoslukua. Schanzin ja Vermeerin /40/ mukaan Boltonin koetuloksista voidaan päätellä, että kolmiaksiaalikokeesta saatavan huippukitkakulman suhde tasomuodonmuutostilasta saataviin huippu- ja jäännöskitkakulmaan voidaan lausua kaavalla 30.

$$\phi_p^{\text{tr}} \approx \frac{1}{5} (3\phi_p^{\text{ps}} + 2\phi_{cv}^{\text{ps}}) \quad (2.30)$$

Bolton /4/ havaitsi myös venymämuutosten ja relatiivisen dilataatioindeksin yhteyden (kaava 31). Kaava on voimassa sekä kaksiaksiaaliselle että kolmiakseliselle venymätilalle.

$$-\dot{\varepsilon}_v / \dot{\varepsilon}_1 = 0,3I_R \quad (2.31)$$

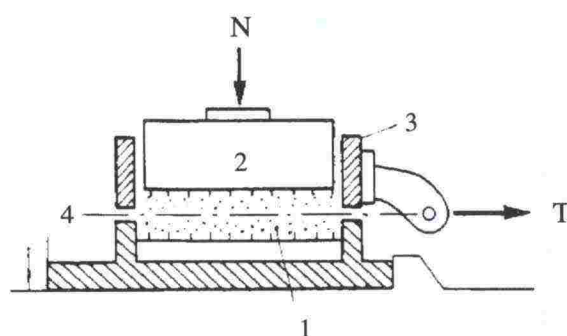
Yhdistämällä kaavat 19 ja 31 voidaan dilataatiokulma esittää kaavalla 31.

$$\sin \varnothing = \frac{0,3I_R}{2 + 0,3I_R} = \frac{I_R}{6,7 + I_R} \quad (2.32)$$

2.4 Kitkan ja dilataation määrittämisestä laboratoriossa

2.4.1 Rasialeikkauskokeesta /12, 13, 36/

Periaatteltaan yksinkertaisin leikkauskoe on rasialeikkauskoe, jossa näyte murtuu tasaista pakkopintaa pitkin (kuva 14). Rasialeikkauskoe soveltuu lähes kaikenlaisten maalajien lujuusominaisuuksien tutkimiseen. Hienorakeiset maalajit tutkitaan luonnontilaisina, haiiriintymättömiä näytteitä käyttäen. Karkearakeiset maalajit ja moreenit sullotaan rakenteessa toteutuvaan tiivyyteen tai tarvittaessa lujuusparametrit selvitetään eri tiiviyksissä.

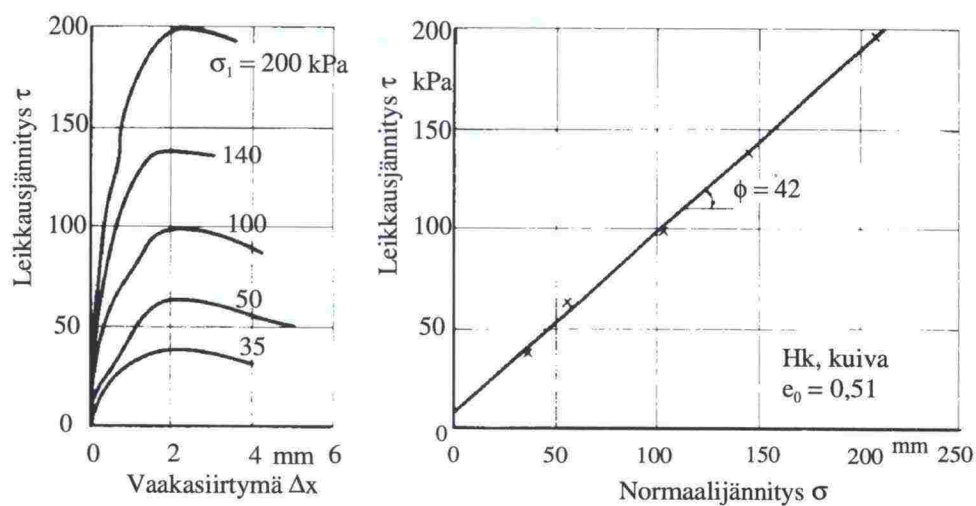


1. maanäyte
2. kuormituskappale
3. liikkuva kehä
4. leikkaustaso

Kuva 2.14 Rasialeikkauskokeen periaate /12/.

Leikkauskokeita on tehtävä vähintään kolmella eri normaalijännityksen arvolla. Huipputilan kitkakulma määritetään maksimileikkausjännitysten ja normaalijännitysten σ_1 määräämän suoran kulmakertoimena (kuva 15). Kriittisen tilan kitkakulma saadaan samalla

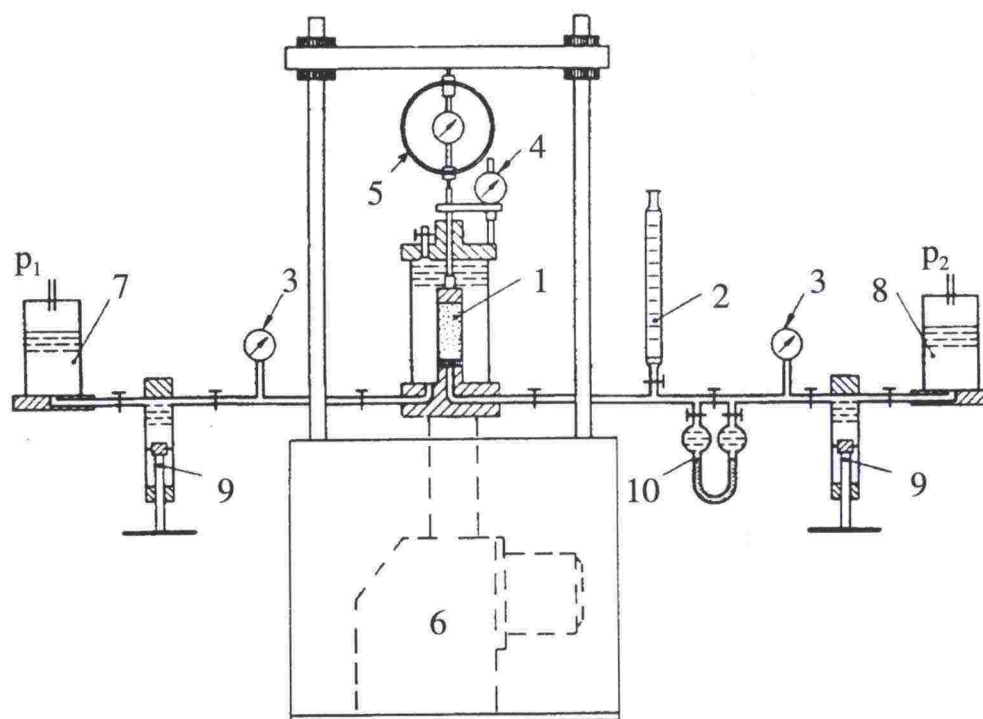
tavalla, mutta leikkauslujuutena pidetään nyt jäännöslujuutta. Rasialeikkauskokeessa on mahdollista mitata myös vertikaalista siirtymää. Tämä taas mahdollistaa dilataation ja dilataatiokulman likimääräisen suuruusluokan määrittämisen.



Kuva 2.15: Esimerkki rasialeikkauskokeen tulostuksesta /36/.

2.4.2 Kolmiakσιαalikokeesta /14, 31, 36/

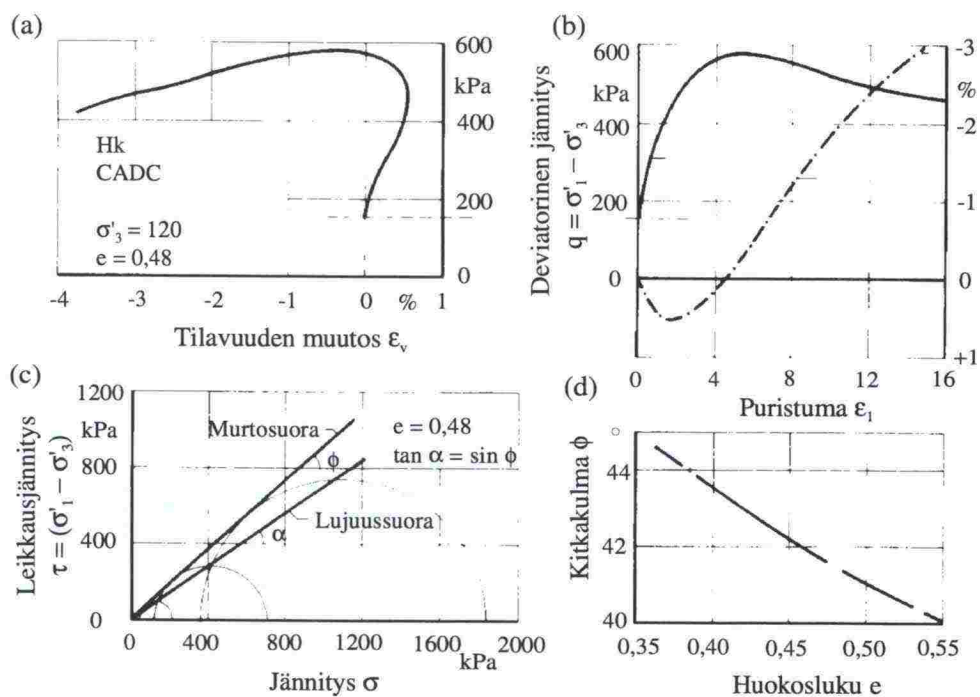
Kolmiakσιαalikoe on leikkauslujuuden ja jännitys-muodonmuutosominaisuuksien määrittämenetelmistä monipuolisin ja tarkin (kuva 16). Kolmiakσιαalikokeessa näyte asennetaan selliin, jossa sitä aluksi puristetaan yhtä suurella paineella joka suunnasta eli $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Näytettä aletaan puristaa näytteen akselin suunnassa vakionopeudella, mikä saa aikaan lisäjännityksen $\Delta\sigma_1$. Näytteessä syntyy murtotilanne, kun pystysuora lisäjännitys $\Delta\sigma_1$ on saavuttanut suurimman arvonsa.



- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| 1. NÄYTE | 6. KUORMITUSPURISTIN |
| 2. BYRETTI | 7. SELLIPAINESYSTEEMI |
| 3. PAINEMITTARI | 8. KYLLÄSTYSPAINESYSTEEMI |
| 4. SIIRTYMÄMITTAKELLO | 9. KÄSIPUMPPU |
| 5. KUORMARENGAS | 10. ELOHOPEAPUTKI |

Kuva 2.16: Kolmiakσιαalilaitteen periaatteellinen rakenne ja sen tärkeimmät osat /14/.

Kolmiakσιαalikokeen tuloksena saadaan jännitys-muodonmuutoskuvaaja. Koe toistetaan eri sellipaineilla, joten huippu- ja jäännöskitkakulmat voidaan määrittää Mohrin ympyröiden avulla. Kolmiakσιαalikoeelaitteisto mahdollistaa myös tilavuuden muutoksen mittauksen. Tämä taasen mahdollistaa dilataation ja dilataatiokulman määrittämisen. Esimerkkejä avoimen kolmiakσιαalikokeen tuloksista on annettu kuvassa 17.



Kuva 2.17: (a) koesarjaa edustava leikkauskoe (harvinainen esitystapa), (b) tilavuuden muutos, (c) Mohrin jännitysympyrät ja (d) kitkakulma huokosluvun funktiona /14/.

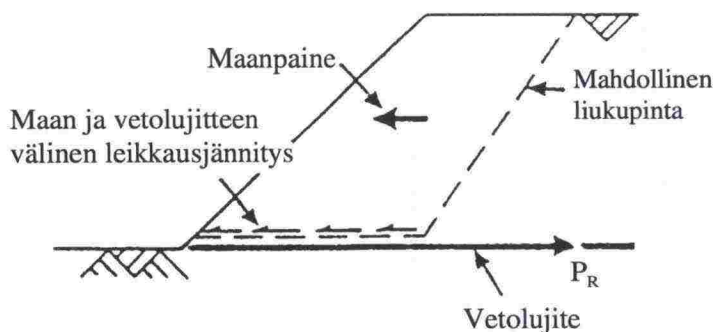
3 VETOLUJITTEEN JA MAAN YHTEISTOIMINTA

3.1 Johdanto

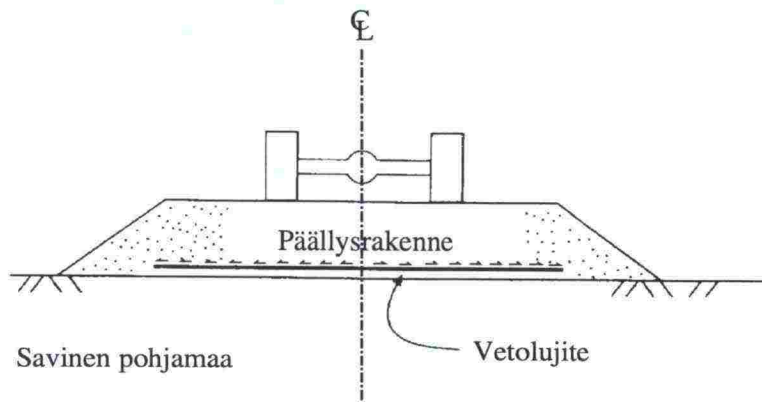
3.1.1 Vetolujitteella vahvistetun tiepenkereen toimintatapa ja vaadittavat ominaisuudet /5, 7, 8/.

Vetolujitteen tehtävänä on vastaanottaa tiepenkereeseen syntyviä lujitteen suuntaisia voimia, tasoittaa niitä ja siirtää niitä laajemmalle alueelle. Tällöin vetolujite ottaa vastaan lähinnä maan sisäisiä leikkausjännityksiä. Vetolujitteen suuri vetolujuus ja muodonmuutosmoduuli maahan verrattuna estää suurten lujitteen suuntaisten muodonmuutosten syntymisen. Samalla vetolujitteeseen mobilisoi-
tuu aksiaalista vetovoimaa.

Maalta vaaditaan vähäistä kokoonpuristuvuutta ja riittävän suurta sisäistä leikkausvastusta. Vetolujitteelta vaadittavia ominaisuuksia ovat: 1. Maan ja vetolujitteen rajapinnan leikkausvastuksen täytyy olla riittävän suuri (kuva 1). 2. Lujitteen vetolujuuden ja kimmomoduulin tulee olla riittävän suuri. 3. Vetolujitteiden tulee olla riittävän pitkiä lujitteissa vaikuttavan aksiaalisen vetovoiman ankkuroimiseen. Tämä tulee kysymykseen lähinnä levennysrakenteilla. Uusilla tiepenkereillä vetolujite sijaitsee yhtenäisesti koko penkereen alapuolella, jolloin symmetria huolehtii voimista ja vastavoimista (kuva 2).



Kuva 3.1: Maan sisäisen ja maan ja vetolujitteen välisen leikkausvastuksen täytyy olla riittävän suuri mahdollista liukumista vastaan /8/.

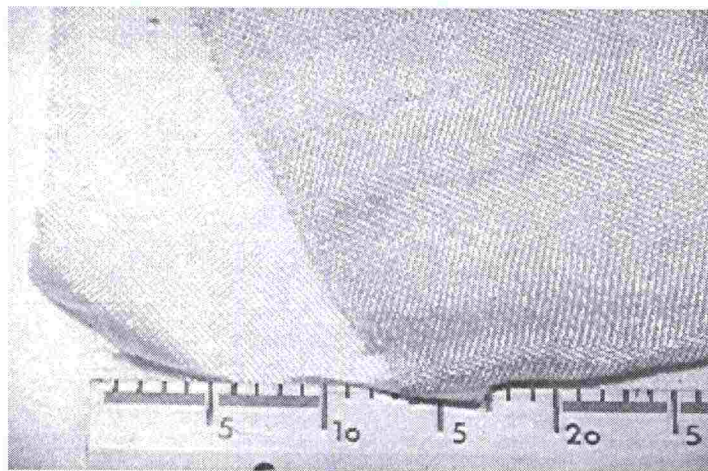


Kuva 3.2: Symmetrisen tiepenkereen synnyttämät vetovoimat vetolujitteessa /5/.

3.2 Vahvistekankaan toimintatapa

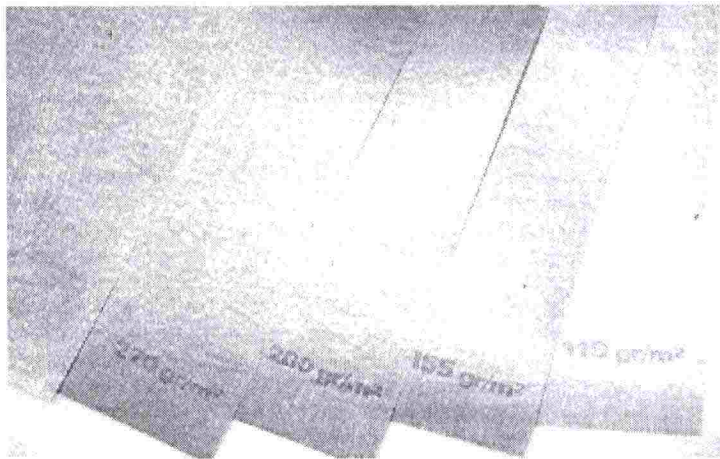
3.2.1 Vahvistekankaista /1, 32/

Vahvistekankaat voidaan jakaa kahteen pääryhmään: kudottuihin kankaisiin (kuva 3) ja kutomattomiin kankaisiin (kuva 4).



Kuva 3.3 Esimerkki kudotusta kankaasta /32/

Kuvasta 3 havaitaan kudottujen kankaiden kangasmaisuus. Kuvan 3 kuteet ja loimet ovat toisiinsa nähden 90° kulmassa. Loimi on kankaan pituussuuntainen lanka ja kude kankaan poikkisuuntainen lanka. Kudontateknikka ja kuormitusasuunta vaikuttavat merkittävästi lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin.



Kuva 3.4 Esimerkki kutomattomasta kankaasta. Kuvan kangas on termisesti sidottu /32/.

Kutomattomat kankaat (kuitukankaat) ovat huopamaisia, satunnaisesti järjestetyistä kuiduista koottuja kankaita. Niitä käytetään pääasiassa suodatus- ja erotustarkoituksessa, mutta ainakin jäykemmillä ja lujemmilla kuitukankailla voidaan katsoa olevan myös osittaista vahvistevaikutusta.

3.2.2 Maan ja vahvistekankaan vuorovaikutuksesta /7, 21/

Vahvistekankaiden toiminta vetolujitteena perustuu kitkaan. Maan ja vahvistekankaan vuorovaikutukseen vaikuttavat maan ominaisuudet ovat:

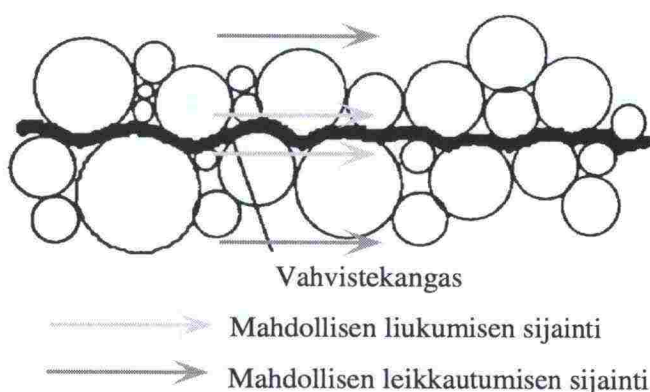
1. Maapartikkeleiden jakaantuminen ja muoto
2. Maamassan tilavuuspaino
3. Pohjavedenpinnan taso
4. Maan kimmomoduuli
5. Maan sisäinen kitkakulma
6. Savilla koheesio

Vetolujitteena toimivan kankaan tärkeimmät ominaisuudet ovat:

1. Kimmomoduuli
2. Murtovenymä
3. Murtojännitys
4. Rakenne

3.2.3 Liukuminen /7, 8, 21/

Maamassa leikkautuu suorassa liukumisessa vetolujitteena toimivan kankaan ylä- tai alapuolelta. Liukuminen tapahtuu pitkin lujitekankaan pintaa. Karkeammilla kankailla saattaa leikkautuminen tapahtua myös maakerroksen sisällä kauempana lujitteen pinnasta (kuva 5).



Kuva 3.5: Mahdollisia liukumisen ja leikkautumisen sijainteja erilaisilla kankailla /7/.

Vetolujitteena toimivissa vahvistekankaissa oletetaan leikkausjännityksen jakaantuvan tasaisesti pitkin maan ja kankaan rajapintaa. Tällöin rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys τ voidaan määrittää kuten maan sisäisessä leikkautumisessa jakamalla leikkausvoima P_d vahvisteen pinta-alalla A_r yhtälön 1 mukaisesti:

$$\tau = P_d / A_r = P_d / (WL) \quad (3.1)$$

missä

- τ = leikkausjännitys
- P_d = leikkausvoima
- A_r = vahvistekankaan tehokas pinta-ala
- W = vahvistekankaan leveys
- L = vahvistekankaan pituus

Vahvistekankaan ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma voidaan määrittää yhtälöllä 2.

$$\tan \phi_g = \tau / \sigma_v \quad (3.2)$$

missä σ_v on määritetty yhtälöllä 3

$$\sigma_v = \gamma' z / A_r \quad (3.3)$$

- ϕ_g = vahvistekankaan ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma
- σ_v = vertikaalijännitys
- γ' = tehokas tilavuuspaino
- z = maamassan korkeus

Yhtälö 3 olettaa vetolujitteen sijaitsevan horisontaalisessa suunnassa. Vertikaalijännitys vaikuttaa kohtisuoraan leikkauspintaa vasten, jolloin sitä voidaan käyttää leikkauspinnan normaali-jännityksenä. Vetolujitteen ja leikkauspinnan erotessa horisontaalisuunnasta ei vertikaalijännitystä voida suoraan käyttää leikkauspinnan normaali-jännityksenä.

Suoran liukumisen erilaiset tehokertoimet voidaan esittää yhtälöillä 4 ja 5.

$$\mu_{dm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi_{cv} \quad (3.4)$$

$$\mu_d = \tan \phi_g / \tan \phi_{cv} \quad (3.5)$$

missä

μ_{dm} =suoran liukumisen huipputilan tehokerroin

μ_d =suoran liukumisen tehokerroin kankaalle

ϕ_{cv} =maan sisäinen kriittisen tilan kitkakulma

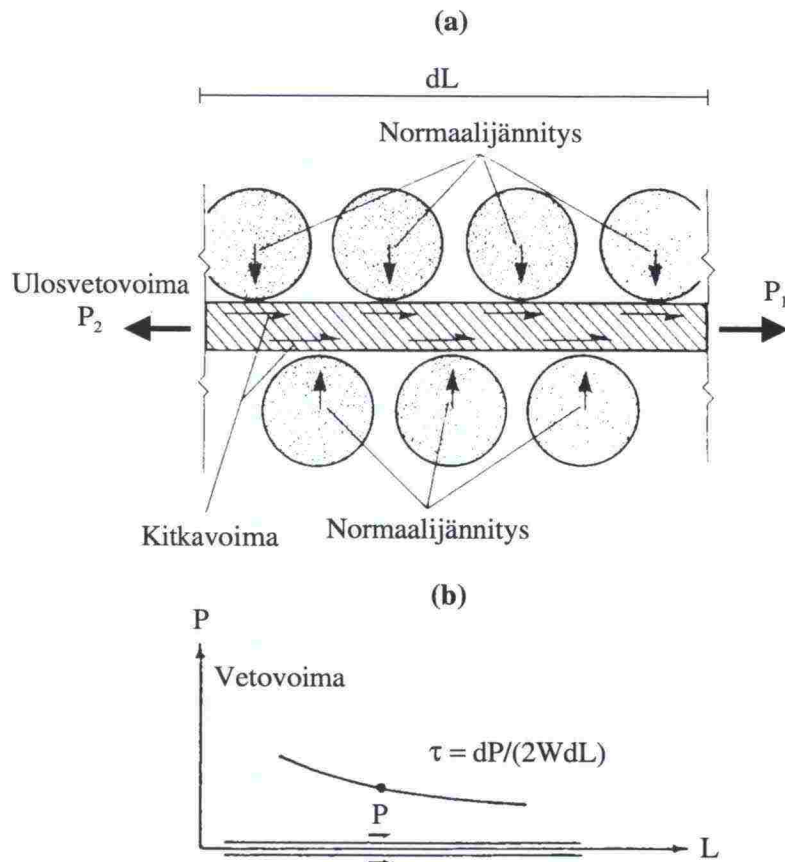
ϕ_g =vahvisteiden ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma

Leikkausjännitys voidaan lausua nyt yhtälöillä 6, kun hyödynnetään yhtälöjen 1 - 5 merkintöjä.

$$\tau = \tan \phi_g \sigma_v = \mu_d \tan \phi_{cv} \sigma_v \quad (3.6)$$

3.2.4 Ankkuroituminen /7, 8, 21/

Vetolujitteena toimivan vahvistekankaan ja maan välinen yhteistointamekanismi on erilainen maan suorassa liukumisessa ja vahvisteen ankkuroitumisessa. Vahvistekankaan suorassa liukumisessa leikkausjännitys on tasan jakaantunut, kun taas ankkuroitumisessa leikkausjännitys on epätasaisesti jakaantunut (kuvat 6a ja 6b). Epätasainen jännitysjaakauma vetolujitteessa johtuu rajapinnan leikkausjännityksestä ja vetolujitteen venymästä. Kuvassa 6 a esitetään voimatasapaino vetolujitteen pituudelle dL .



Kuva 3.6:(a) Aksiaalisen vetovoiman siirtyminen kitkalla vahvistekankaan rajapinnalta maahan . (b) Aksiaalisen vetovoiman muuttuminen vetolujitteessa /21/.

Kuvassa 6 esiintyvä vetovoimien P_2 ja P_1 erotus dP voidaan lausua yhtälöllä 7.

$$dP = P_2 - P_1 = 2W\tau dL \quad (3.7)$$

missä W on vetolujitteen leveys ja L on vastaavasti vetolujitteen pituus.

Ankkurikapasiteetti lasketaan kuitenkin usein tasaisesti jakaantuneen leikkausjännityksen mukaan. Tällöin voidaan kankaan ankkurikapasiteetti P_r laskea yhtälöllä 8.

$$P_r = 2WL\sigma_v \tan \phi_{gm} = 2WL\sigma_v \mu_{bm} \tan \phi_p \quad (3.8)$$

missä vahvistekankaan ankkuroinnin kriittisen tilan tehokerroin μ_b on määritelty yhtälöllä 9 ja vastaavasti ankkuroinnin huipputilan tehokerroin μ_{bm} on määritelty yhtälöllä 10.

$$\mu_b = \tan \phi_g / \tan \phi_{cv} \quad (3.9)$$

$$\mu_{bm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi_p \quad (3.10)$$

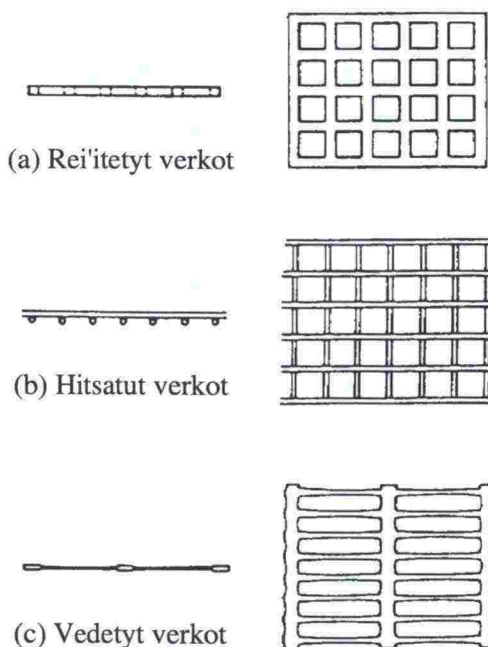
Yhtälöissä 8, 9 ja 10 esiintyvien merkkien selitykset ovat:

- P_r = ankkurikapasiteetti
- W = kankaan leveys
- L = kankaan pituus
- σ_v = vertikaalijännitys
- ϕ_g = vahvisten ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma
- ϕ_{gm} = vahvisten ja maan välinen huipputilan kitkakulma
- ϕ_{cv} = maan sisäinen kriittisen tilan kitkakulma
- μ_b = vahvistekankaan ankkuroinnin kriittisen tilan tehokerroin
- μ_{bm} = vahvistekankaan ankkuroinnin huipputilan tehokerroin

3.3 Vahvisteverkon toimintatapa

3.3.1 Vahvisteverkoista /9, 21, 34/

Verkkomaiset tuotteet on ennen 1970-lukua valmistettu metallista, lähinnä teräksestä, ja niiden käyttö on ollut lähinnä koeluonteista. Teräsverkkojen käyttö teiden vetolujitteena Suomessa on sen sijaan uutta. Polymeerituotteiden kehittyminen 1970 – 80-luvuilla on mahdollistanut synteettisten tuotteiden markkinoille tulon. Synteettisiä tuotteita voidaan käyttää aggressiivisessa maaperässä, jossa teräksen korroosio on liian suuri. Synteettisten tuotteiden etu on helppo käsiteltävyys asennuksen yhteydessä, koska ne ovat keveitä ja helposti taivuteltavissa. Puhtaasti polymeereihin perustuvien eli muovisten verkkojen haittapuolena ovat edelleenkin huomattavan suuret venymät verrattuna teräksiseen verkkoon. Tyypillisiä vahvisteverkkoja esitetään kuvassa 7.

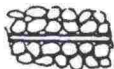


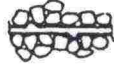










Kuva 3.7: Tyypillisiä verkkomaisia vetolujitteita /9/.

3.3.2 Maan ja vahvisteverkon vuorovaikutuksesta /7, 26/

Vahvisteverkkojen toiminta vetolujitteena perustuu pitkälti verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vastaan muodostuvasta passiivi-

sesta maanpaineesta. Kuvaan 8 on koottu tyyppillisten vetolujitteiden ja maan vuorovaikutusmekanismeja ja niiden toimintaosuuksia.

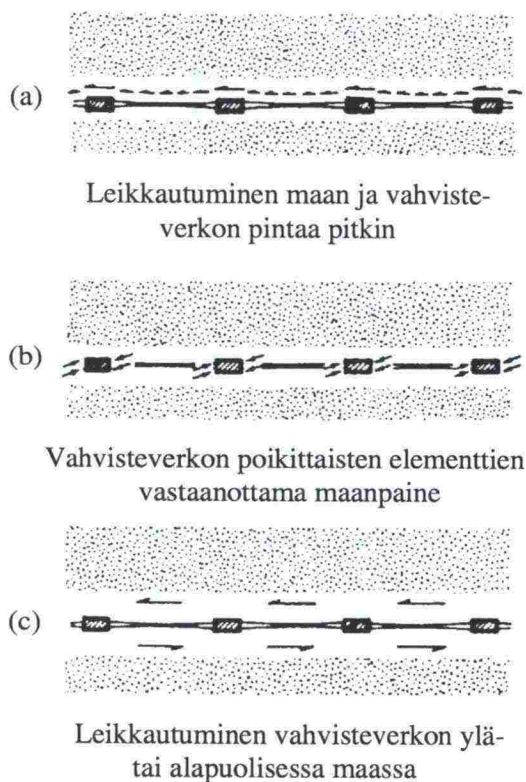
Vetolujitteen tyyppi			Mekanismi	
			Kitka	Maanpaine
Tavallinen metallinauha				
Kohokuvioitu metallinauha				
Geotekstiili				
Geoverkko				

Kuva 3.8: Tyyppillisiä vetolujitteita ja niiden toimintamekanismeja /26/.

Maan ja vahvisteverkon vuorovaikutukseen vaikuttavat maan ominaisuudet ovat samat kuin kappaleessa 3.2.1. Vetolujitteena toimivan vahvisteverkon tärkeimmät ominaisuudet ovat myös samat kuin kappaleessa 3.2.1. Rakenteella ymmärretään esimerkiksi tankojen muotoa, halkaisijaa ja etäisyyttä toisistaan.

3.3.3 Liukuminen /7, 9/

Maamassa leikkautuu suorassa liukumisessa vetolujitteena toimivan verkon ylä- tai alapuolelta kuten kankaidenkin tapauksessa. Vahvisteverkkojen suoraa liukumista vastustavia mekanismeja esitetään kuvissa 9 a, b ja c. Kuva 9 a edustaa leikkautumista vahvisteverkon ja maan välisellä rajapinnalla. Kuva 9 b esittää vahvisteverkon poikisuuntaisten vetoelementtien vastaanottamaa maanpainetta. Kuvassa 9 c leikkautumisen oletetaan tapahtuvan vahvisteverkon ylä- tai alapuolisessa maamassassa.

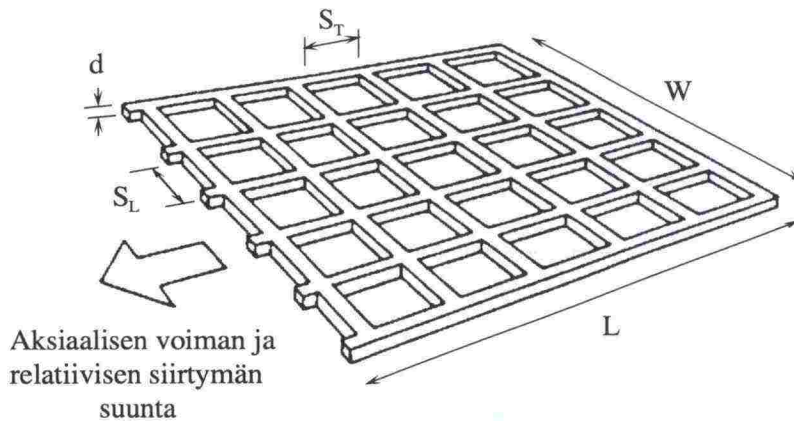


Kuva 3.9: (a) Kitkamekanismi maan ja vetolujitteen välillä, (b) Vahvisteverkon poikittaisten elementtien vastaanottama maanpaine, (c) Kitkamekanismi, kun leikkautuminen tapahtuu maan sisällä /9/.

Kuvan 9 a mekanismi vastaa perinteistä maan ja vetolujitteen välistä kitkaa. Kuvan 9 b mekanismi vaatii verkon ja maan suhteellista liikettä toisiinsa nähden verkon aukkojen kohdalla. Symmetrian takia verkon ylä- ja alaosassa olevan maan tulisi liikkua vastakkaisiin suuntiin, jotta kuvan 9 b mukainen tasapaino olisi mahdollinen. Jewellin /9/ mukaan passiivipaineella ei ole suurta merkitystä suoraan liukumiseen rakeisessa maassa, kun leikkaussiirtymien oletetaan tapahtuvan verkon yläosassa. Tällöin verkon aukoissa oleva maa ei siirry verkkoon nähden eikä muodostu passiivista maanpainetta. Kuvassa 9 c leikkauspinnan kriittisen tilan kitkakulma ϕ_g on lähes sama kuin maan sisäinen kriittisen tilan kitkakulma ϕ_{cv} .

Vahvisteverkkojen suoraa liukumista vastustavien mekanismien suhteelliset osuudet riippuvat niin maasta kuin vetolujitteestakin. Jewell /9/ on tutkinut raekoon vaikutusta suoraan liukumiseen synteettisellä Tensar SR -tyyppisellä vetolujitteella ja todennut, että hienorakeinen maa-aines murtuu lähempänä vetolujitteena toimivaa verkkoa kuin karkearakeinen maa-aines.

Laskettaessa suoran liukumisen aiheuttamaa leikkausjännitystä maan ja verkon rajapinnalla sekä maan ja maan rajapinnalla täytyy laskentamallia yksinkertaistaa. Kuvassa 8 esitetään yksinkertaistettu vahvisteverkko päämittoineen.



L = vahvisteverkon pituus
W = vahvisteverkon leveys
S_T = poikittaisten vetoelementtien välin pituus
S_L = pitkittäisten vetoelementtien välin leveys
d = pitkittäis- ja poikittaiselementtien korkeus

Kuva 3.10: Yksinkertaistettu vahvisteverkko päämittoineen /9/

Kuvaan 8 liittyvät pinta-alayhtälöt 11 ja 12 ovat:

$$A_r = (\alpha_s + \alpha_a) A_t \quad (3.11)$$

$$A_b = \alpha_b (Wd) \quad (3.12)$$

missä

A_r = on vahvisteverkon tehokas pinta-ala
α_s = sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
α_a = aukkojen osuus verkon pinta-alasta
A_b = poikittaissuuntaisen vetoelementin pinta-ala, jota vasten maanpaine voi kehittyä
α_b = osuus poikkisuuntaisen vetoelementin leveydestä W, jota vastaan maanpaine voi kehittyä
W = verkon leveys
d = poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus

Leikkausjännitys suorassa liukumisessa voidaan esittää nyt yhtälöllä 13.

$$\tau = \sigma_v \mu_{dn} \tan \phi_{cv} = \alpha_d \sigma_v \tan \phi_g + (1 - \alpha_d) \sigma_v \tan \phi_{cv} \quad (3.13)$$

missä μ_d on määritelty yhtälöllä 14 a tai b.

$$\mu_{dn} = 1 - \alpha_d (1 - \tan \phi_g / \tan \phi_{cv}), \text{ kun } \alpha_d < 1,00 \quad (3.14 \text{ a})$$

$$\mu_{dn} = \tan \phi_g / \tan \phi_{cv}, \text{ kun } \alpha_d = 1,00 \quad (3.14 \text{ b})$$

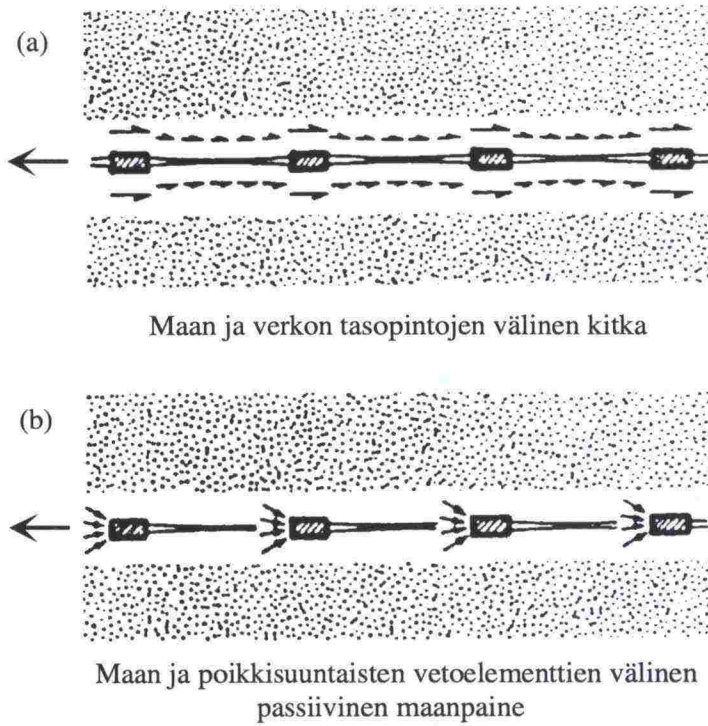
Yhtälöiden 13, 14 a ja 14 b merkkien selitykset ovat:

- τ = leikkausjännitys
- μ_{dn} = suoran liukumisen tehokerroin verkolle
- σ_v = vertikaalijännitys
- ϕ_{cv} = maan sisäinen kriittisen tilan kitkakulma
- α_d = osuus verkon sileän pinnan pinta-alasta, joka vastustaa maan suoraa liukumista
- ϕ_g = vahvisteen ja maan välinen kriittisen tilan kitkakulma

3.3.4 Ankkuroituminen /7, 8, 9, 21/

Metallinen ja synteettinen venyvä verkko eroavat toiminnallisesti toisistaan lähinnä suurten venymien osalta. Pelkkien metallisten vahvisteliuskosten ankkuroinnin mitoittamisessa voidaan lähteä oletuksesta, että jännitys jakauma on tasan jakautunut vetolujitteen ja maan välisellä rajapinnalla. Tarvittava siirtymä maksimijännityksen mobilisoimiseksi on luokkaa 1 - 2 mm /9/. Metalliverkon ja maan välinen jännitys jakauma oletetaan lähes tasaisesti jakautuneeksi, vaikka verkkomaiset tuotteet tarvitsevat aina suuremman siirtymän kuin pelkällä kitkamekanismilla toimivat vetolujitteet. Synteettisillä venyvillä tuotteilla jännitys jakauma on käytännössä aina epätasaisesti jakaantunut ankkuroinnissa.

Vahvisteverkon ankkurointi tapahtuu kahdella mekanismilla: kitkalla maan ja vahvisteverkon tasaisten pintojen kanssa (kuva 11 a) sekä maan ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välisellä passiivisella maanpaineella (kuva 11 b).



Kuva 3.11: (a) Ankkurointimekanismi kitkalla, (b) Ankkurointimekanismi kantavalla maanpaineella /9/

Verkon koko ankkurointikapasiteetti P_r voidaan määrittää laskemalla yhteen kitkalla toimiva ankkurointikapasiteetti P_{rd} ja maanpaineella toimiva ankkurointikapasiteetti P_{rb} (yhtälö 15).

$$P_r = P_{rd} + P_{rb} \quad (3.15)$$

Kitkan, eli leikkausvastuksen, osuus voidaan määrittellä yhtälöllä 16 ja maanpaineella toimivan ankkurikapasiteetin osuus vastaavasti yhtälöllä 17, kun käytetään kuvassa 10 esiintyvän verkon merkintöjä. Synteettisillä venyvillä verkoilla maan ja vetolujitteen välisenä kitkakulman arvona käytetään kriittisen tilan kitkakulmaa, kun taas metallisilla lähes venymättömillä verkoilla on syytä käyttää huipputilan kitkakulmaa. Sama kitkakulmien valintasääntö ankkuroinnissa pätee myös maan sisäisissä kitkakulmissa.

$$P_{rd} = 2A_r \sigma_v \alpha_s \tan \delta \quad (3.16)$$

$$P_{rb} = 2A_r \sigma_v (\mu_{bn})_{bs} \tan \phi \quad (3.17)$$

Yhtälöissä 15, 16 ja 17 esiintyvien merkkien selitykset ovat tällöin:

P_r = vahvisteverkon ankkurikapasiteetti

P_{rd} = leikkausvastuksen osuus verkon ankkurointikapasiteetista

P_{rb} = poikittaisten elementtien osuus ankkurikapasiteetista

A_r = vahvisteverkon tehokas pinta-ala

σ_v = vertikaalijännitys

α_s = sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta

δ = vahvisteen ja maan välinen kitkakulma, joka on riippuvainen verkon materiaalista

$(\mu_{bn})_{bs}$ = ankkuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisille vetoelementeille

ϕ = maan sisäinen kitkakulma, joka on riippuvainen verkon materiaalista

Verkon koko ankkurikapasiteetti voidaan lausua nyt vuorostaan yhtälöiden 16 ja 17 summana (yhtälö 18).

$$P_r = P_{rd} + P_{rb} = 2A_r \sigma_v (\alpha_s \tan \delta + (\mu_{bn})_{bs} \tan \phi) \quad (3.18)$$

Verkon koko ankkurointikapasiteetti voidaan lausua myös käyttämällä verkon ankkuroinnin tehokerrointa μ_{bn} (yhtälö 19).

$$P_r = 2A_r \sigma_v \mu_{bn} \tan \phi, \text{ kun } \mu_{bn} < 1,00 \quad (3.19)$$

Yhdistämällä yhtälöt 18 ja 19 ja jakamalla termit $2A_r \sigma_v$ pois saadaan:

$$\mu_{bn} \tan \phi = \alpha_s \tan \delta + (\mu_{bn})_{bs} \tan \phi \quad (3.20)$$

Yhtälöstä 20 voidaan ratkaista verkon ankkuroinnin tehokerroin μ_{bn} jakamalla molemmat puolet $\tan \phi$. Tällöin yhtälö 20 sievenee muotoon:

$$\mu_{bn} = \alpha_s \tan \delta / \tan \phi + (\mu_{bn})_{bs} \quad (3.21)$$

Merkitsemällä yhtälön 21 oikealla puolella oleva ensimmäinen summaustermi ankkuroinnin sileän pinnan tehokertoimeksi $(\mu_{bn})_{ss}$ päädytään muotoon:

$$\mu_{bn} = (\mu_{bn})_{ss} + (\mu_{bn})_{bs}, \text{ kun } \mu_{bn} < 1,00 \quad (3.22)$$

Yhtälöiden 18 - 22 merkkien selitykset ovat:

P_r = vahvisteverkon ankkurikapasiteetti

P_{rd} = leikkausvastuksen osuus verkon ankkurointikapasiteetista

P_{rb} = poikittaisten elementtien osuus ankkurikapasiteetista

A_r = on vahvisteverkon tehokas pinta-ala

σ_v = vertikaalijännitys

α_s = sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta

δ = vahvisteen ja maan välinen kitkakulma

ϕ = maan sisäinen kitkakulma

μ_{bn} = verkon ankkuroinnin tehokerroin

$(\mu_{bn})_{bs}$ = ankkuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisille vetoelementeille

$(\mu_{bn})_{ss}$ = ankkuroinnin tehokerroin verkon sileälle pinnalle

Yhtälöistä 15 - 22 havaitaan, että ankkuroinnin tehokerrointa poikkisuuntaisille vetoelementeille $(\mu_{bn})_{bs}$ ei voida määrittää suoraan. Tämän tehokertoimen määrittäminen tapahtuu mittaamalla vahvisteverkon koko ankkurikapasiteetti ja vähentämällä tästä verkon laskettu leikkausvastuksen osuus. Jäljelle jäävässä yhtälössä ei ole kuin yksi tuntematon, josta $(\mu_{bn})_{bs}$ voidaan ratkaista yksiselitteisesti.

Vahvisteverkon toimiessa kuten täysin karkea pinta, $(\mu_{bn})_{bs} = 1$, perustuu ulosvetovastus kokonaan poikkisuuntaisten elementtien kantavuuteen (kuva 12 a). Poikkisuuntaisten vetoelementtien keskinäisen etäisyyden ja elementtien paksuuden suhde S_T/d (kuva 12 b) voidaan määrittää yhtälöstä 23.

$$2S_T\sigma_v \tan \phi = \alpha_b d\sigma_b \quad (3.23)$$

mistä suhde S_T/d saadaan muotoon:

$$(S_T/d)_\phi = (\sigma_b/\sigma_v)[\alpha_b/(2 \tan \phi)] \quad (3.24)$$

Yhtälöissä 23 ja 24 esiintyvät merkit ovat:

$(S_T/d)_\phi$ = suhde, jolla verkko toimii täysin karkeana pintana

S_T = poikkisuuntaisten vetoelementtien etäisyys toisistaan (kuva 12 b)

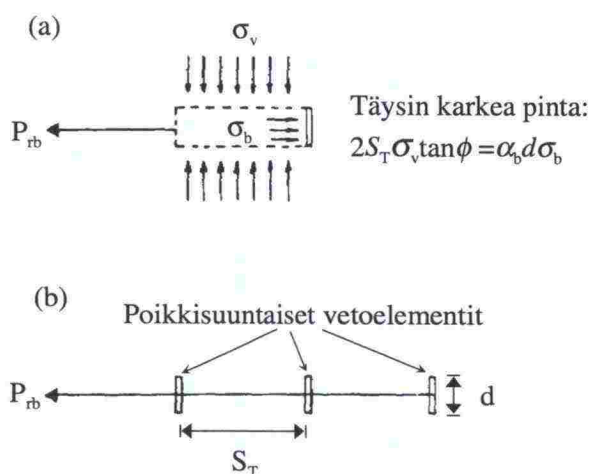
σ_v = vertikaalijännitys

ϕ = maan sisäinen kitkakulma

α_b = osuus poikkisuuntaisen vetoelementin leveydestä W , jota vastaan maanpaine voi kehittyä

d = poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus

σ_b = kantava maanpaine, joka määritetään kappaleessa 3.3.5



Kuva 3.12: (a) Täysin karkean pinnan määritelmä, (b) Poikkitaisten vetoelementtien korkeuden ja välisen etäisyyden määritelmä/9/.

Vahvisteverkolla, jolla suhde S_T/d on suurempi kuin $(S_T/d)_\phi$ on poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden tehokerroin $(\mu_{bn})_{bs}$ vastaavasti pienempi yhtälön 25 mukaisesti.

$$(\mu_{bn})_{bs} = (S_T/d)_\phi / (S_T/d) \quad (3.25)$$

Yhdistämällä yhtälöt 24 ja 25 saadaan ankkuroinnin poikkisuuntaisen elementin tehokertoimelle yhtälö 26:

$$(\mu_{bn})_{bs} = (\sigma_b / \sigma_v)(d\alpha_b / S_T)[1/(2 \tan \phi)] \quad (3.26)$$

Vahvisteverkon ankkuroinnin tehokerroin μ_{bn} voidaan nyt esittää yleisessä muodossa yhdistämällä yhtälöt 21 ja 26 yhtälöksi 27.

$$\mu_{bn} = \alpha_s (\tan \phi_g / \tan \phi_{cv}) + (\alpha_b d / S_T)(\sigma_b / \sigma_v)[1 / (2 \tan \phi)] \quad (3.27)$$

Yhtälöissä 25 - 27 esiintyvät merkit ovat:

$(\mu_{bn})_{bs}$ = ankkuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisille vetoelementeille

S_T/d = verkon poikittaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja korkeuden suhde

$(S_T/d)_\phi$ = suhde, jolla verkko toimii täysin karkeana pinnana

σ_b = kantava maanpaine

σ_v = vertikaalijännitys

α_b = osuus poikkisuuntaisen vetoelementin leveydestä W , jota vastaan maanpaine voi kehittyä

μ_{bn} = verkon ankkuroinnin tehokerroin

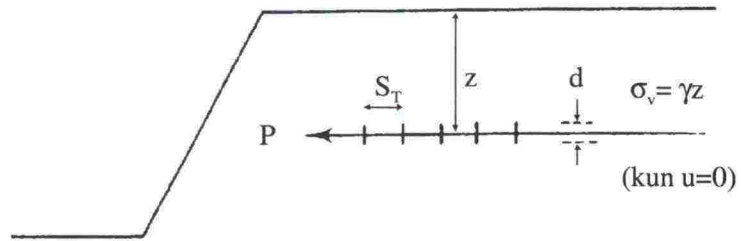
ϕ = maan sisäinen kitkakulma

α_s = sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta

3.3.5 Kantava maanpaine σ_b ja sen suhteista vertikaalijännitykseen σ_v /7, 9/

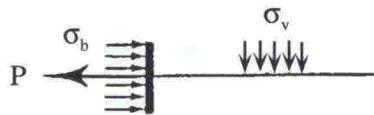
Poikittaisia vetoelementtejä vastaan kehittyvää kantavaa maanpainetta σ_b voidaan verrata syvien perustusten kantavuuteen (Kerisel 1961 ja Vesic 1963) tai horisontaalisesti kuormitettujen pystysuorien ankkurilevyjen kantavuuteen (Rowe & Davis 1982).

Vahvisteverkon poikkisuuntaiset vetoelementit voidaan ajatella ankkuriketjuksi, kuten kuvassa 13. Poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus d oletetaan pieneksi verrattuna yläpuolisen maamassan korkeuteen z (kuva 13).



Kuva 3.13: Vahvisteverkon dimensiot /9/.

Vertikaalinen jännitys σ_v , kuvissa 13 ja 14, saadaan maamassan tilavuuspainon γ ja maamassan korkeuden z tulona.



Kuva 3.14: Ankkuriin vaikuttavat jännitykset /9/.

Kantava maanpaine σ_b voidaan lausua vertikaalijännityksen σ_v avulla. Useimmiten verrataan suhdetta σ_b/σ_v . Tämä suhde voidaan määrittää yhtälöllä 28.

$$\sigma_b / \sigma_v = F'_a \quad (3.28)$$

missä ankkurin korjattu maanpaine kerroin F'_a voidaan määrittää yhtälöllä 29.

$$F'_a \cong F_a R_\phi R_R R_K \quad (3.29)$$

Yhtälöissä 28 ja 29 esiintyvien merkkien selitykset ovat:

σ_b = kantava maanpaine

σ_v = vertikaalijännitys

F'_a = ankkurin korjattu maanpaine kerroin

F_γ = ankkurin maanpaine kerroin

R_ψ = korjauskerroin, joka ottaa huomioon dilataation

R_R = korjauskerroin, joka ottaa huomioon ankkurin pinnan karkeuden

R_K = korjauskerroin, joka ottaa huomioon maan alkujännitystilän

Suhteelle σ_b/σ_v voidaan määrittää ala- ja yläraja-arvo. Alaraja-arvona voidaan pitää Jewelin /9/ mukaan syvistä perustuksista tuttua lävistysmurtoa. Yhtälöllä 30 määritetään lävistysmurron alaraja.

$$\sigma_b / \sigma_v = e^{(\pi/2 + \phi_p) \tan \phi_p} \tan(45^\circ + \phi_p / 2) \quad (3.30)$$

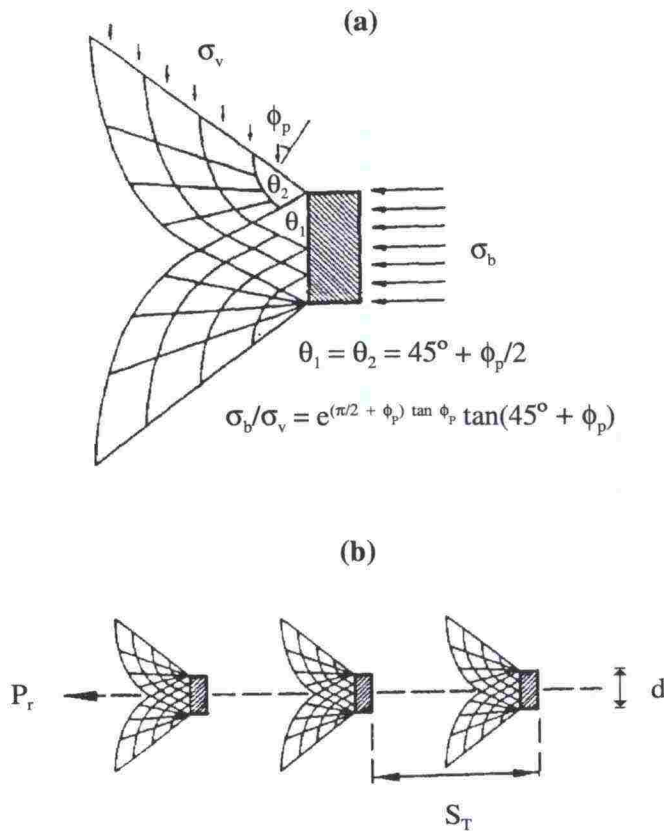
missä

σ_b = kantava maanpaine

σ_v = vertikaalijännitys

ϕ_p = maan sisäinen huipputilan kitkakulma

Kuvissa 15 a ja b esitetään kyseisen murron reunaehdot vahvisteverkolle.



Kuva 3.15: (a ja b) Vahvisteverkon poikittaisten vetolujitteiden reunaehdot läpileikkautumisessa. Kuva piirretty, kun $\phi_p = 35^\circ$. /9/.

Vahvisteverkon poikkisuuntaisiin vetoelementteihin syntyvän kanta-
van maanpaineen σ_b ja vertikaalisen jännityksen σ_v suhteen ylära-
jaksi voidaan olettaa Jewelin /9/ mukaan perinteisen maanvaraisen
perustuksen karakteristinen jännityskenttä (Prandtl 1921 ja Reiss-
ner 1923) käännettynä horisontaalisuuntaan. Suhteen ylärajaksi
saadaan tällöin:

$$\sigma_b / \sigma_v = e^{\pi \tan \phi_p} \tan^2 (45^\circ + \phi_p / 2) \quad (3.31)$$

missä

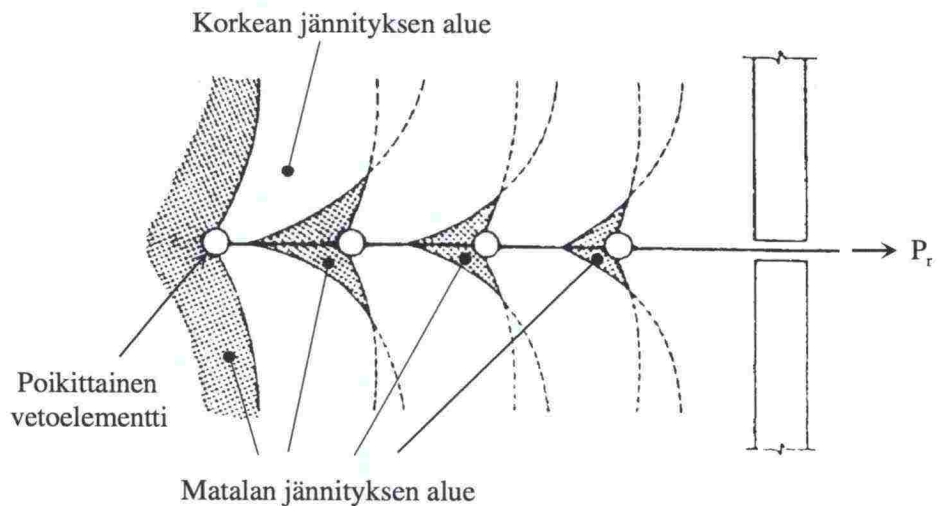
σ_b = kantava maanpaine

σ_v = vertikaalijännitys

ϕ_p = maan sisäinen huipputilan kitkakulma

3.3.6 Poikittaisten vetoelementtien yhteisvaikutuksesta vahvisteverkossa /7, 26/

Vahvisteverkossa lähekkäin olevat poikittaiset vetoelementit vaikuttavat verkon käyttäytymiseen heikentävällä tavalla, kun verrataan pelkkien yksittäisten poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteen laskettua vaikutusta (kuva 16). Tämä johtuu maan löyhtymisestä poikkisuuntaisen vetoelementin takana, mikä vaikuttaa seuraavaa poikittaista vetoelementtiä vasten kehittyvään kantavaan maanpaineeseen.



Kuva 3.16: Poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus /26/.

Vahvisteverkon yhteisvaikutus DI voidaan määrittää tutkittavan verkon maksimiulosvetovoiman P_{max} ja poikittaisten vetoelementtien n kappaletta ja yhden elementin ulosvetovoima P_0 tulon suhteen komplementtina (yhtälö 32).

$$DI = 1 - (P_{max} / (nP_0)) \quad (3.32)$$

missä

- DI = vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste (Degree of Interference)
 P_{\max} = vahvisteverkon suurin ulosvetovoima
 n = poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä
 P_0 = yksittäisen poikkisuuntaisen vetoelementin ulosvetovoima

Palmeiran /26/ mukaan poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja korkeuden suhde (S_T/d) pienenee merkityksettömäksi, kun (S_T/d) on suurempi kuin 50. Palmeira /26/ esittää tärkeimmiksi yhteisvaikutukseen liittyviksi tekijöiksi seuraavat: raekoko ja muoto, verkon poikkisuuntaisten elementtien paksuus, keskinäinen etäisyys ja lukumäärä. Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste voidaan esittää vetoelementtien lukumäärän n , paksuuden d ja keskinäisen etäisyyden S_T funktiona yhtälön 33 tai 34 mukaisesti.

$$DI = f(nd / S_T) \quad (3.33)$$

tai

$$DI = f(Ld / S_T^2) \quad (3.34)$$

Yhtälöissä 33 ja 34 esiintyvät merkit ovat:

- DI = vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste (Degree of Interference)
 f tarkoittaa funktiota
 n = poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä
 d = poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus
 S_T = poikkisuuntaisten vetoelementtien etäisyys toisistaan
 L = verkon pituus

Poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutuksen huomioon ottaminen muuttaa aikaisemmin yhdelle elementille määriteltyä kantavuuden tehokerrointa $(\mu_{bn})_{bs}$ (yhtälö 26) muotoon:

$$(\mu_{bn})_{bs} = (1 - DI)(\sigma_b / \sigma_v)(d / S_T)[1 / (2 \tan \phi)] \quad (3.35)$$

missä

$(\mu_{bn})_{bs}$ = ankkuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisille vetoelementeille

- DI = vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste (Degree of Interference)
 σ_b = kantava maanpaine
 σ_v = vertikaalijännitys
 d = poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus
 S_T = poikkisuuntaisten vetoelementtien etäisyys toisistaan
 ϕ = maan sisäinen, huipputilan tai kriittisen tilan, kitkakulma; riippuu vahvistemateriaalista

Käytettäessä maan huippukitkakulmaa ϕ_p oletetaan, että kantava maanpaine kehittyy kaikkia vahvisteverkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vastaan samanaikaisesti. Tämä oletamus pätee lähes venymättömille metalliverkoille. Forsmanin /7/ mukaan kriittisen tilan kitkakulman käyttäminen synteettisille verkoille on suositeltavaa, koska kantava maanpaine pienenee pitkin verkkoa.

Verkon ankkurikapasiteetin laskentayhtälö saadaan yhdistämällä yhtälöt 19, 27 ja 35 yhtälöksi 36.

$$P_r = 2A_r\sigma_v[\alpha_s \tan \phi + \frac{1}{2}(1 - DI)(\sigma_b / \sigma_v)(d / S_T)] \quad (3.36)$$

missä

- P_r = verkon ankkurikapasiteetti
 A_r = vahvisteverkon tehokas pinta-ala
 σ_v = vertikaalijännitys
 α_s = sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
 ϕ = vahvisteen ja maan välinen kitkakulma
 DI = vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste (Degree of Interference)
 σ_b = kantava maanpaine
 d = poikkisuuntaisen vetoelementin korkeus
 S_T = poikkisuuntaisten vetoelementtien etäisyys toisistaan

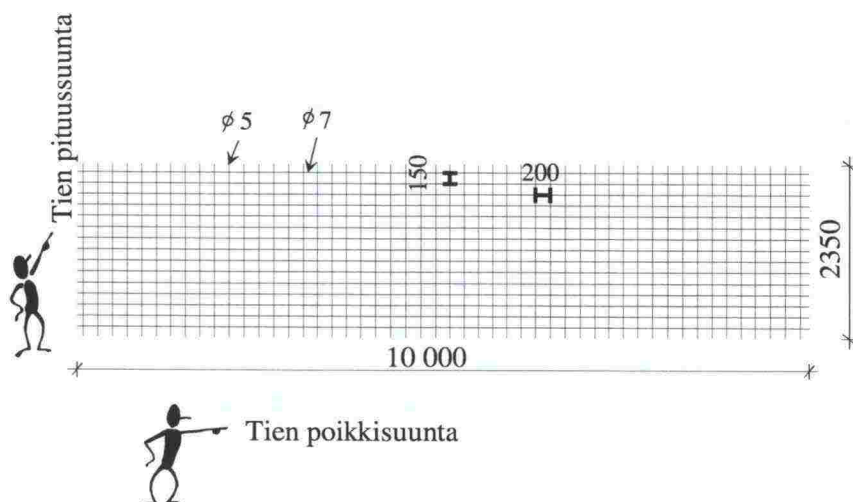
Vahvisteverkkoja ja niiden käyttäytymistä ankkuroitumisessa ja suorassa liukumisessa ovat enemmän tutkineet mm. Schlosser 1978, Jewell 1984, 1990, Palmeira 1987, Juran 1988, Bergado 1991, 1992 ja Forsman 1993.

4 LUJITEMATERIAALIT

4.1 Malleissa käytetyt lujitemateriaalit ja niiden laskenta-arvot /22, 44, 45, 46/

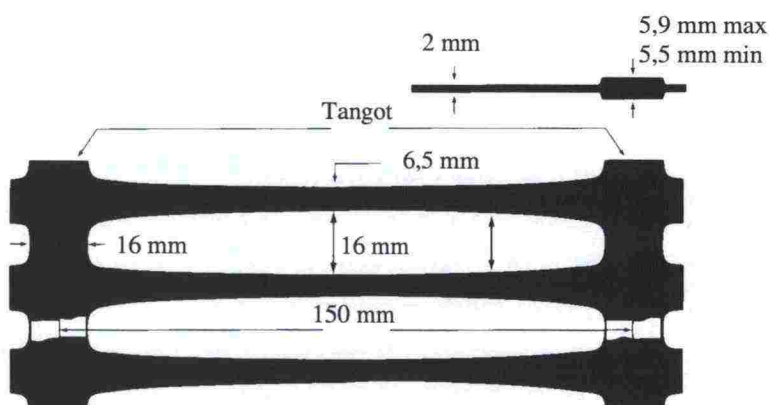
Vetolujitteiksi on valittu nykyisin käytössä olevia lujitemateriaaleja. Materiaalit voidaan jakaa jäykkiin tuotteisiin, kuten teräs, puu ja lasikuitu, ja muovisiin tuotteisiin. Teräksen osalta on otettu esille kaksi eri lujitevaihtoehtoa. Molemmat voidaan olettaa teräksen osalta samoiksi materiaaleiksi, mutta toinen, teräs 2, on galvanoitu kitkan ja korroosiosuojan parantamiseksi. Vetolujitteella puu käsitetään tässä tutkimuksessa niin kuusta kuin mäntyäkin. Vetolujitteiden laskenta-arvot on valittu niin, että ne vastaavat molempia materiaaleja. Nykyisin yleisimmin käytettyjä polymeereistä valmistettuja muovisia vetolujitemateriaaleja edustavat korkeatiheyksinen polyeteeni (HDPE), polyamidi eli nylon (PA), polypropeen (PP) ja polyesteri = polyeteenitereftalaatti (PET). Lasikuitu ei ole polymeereistä valmistettu tuote, ja sen osuus nykyisistä vetolujitteista on pieni. Lujitemateriaalien karakteristisia arvoja esitetään liitteessä 4. Nämä arvot on saatu CMS (Cambridge Materials Selector) 2.05.

Laskennassa teräksinen vetolujite toimii verkkona. Teräs on kylmämuokattua terästä, jonka myötöjännityksen, 0,2 % venymä-, arvona käytetään 500 MPa. Verkon koko on: B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350. Numero- ja kirjainsarjan ensimmäinen osa vasemmalta tarkoittaa teräksen tunnusta, toinen hitsausluokkaa. Luku 7 tarkoittaa verkon tangon halkaisijaa tien poikkileikkauksen suunnassa ja luku 5 tangon halkaisijaa tien pituussuunnassa. 150 tarkoittaa tien poikkileikkauksen suunnassa olevien tankojen keskeltä keskelle (k/k) olevaa etäisyyttä ja 200 vastaavasti tien pituussuunnassa olevaa k/k arvoa. 10000 on verkon koko pituus tien poikkisuunnassa ja 2350 vastaavasti koko pituus tien pituussuunnassa. Kuvassa 1 esitetään teräsverkon kuva edellä mainituilla jaoilla. Teräsverkot toimitetaan määrämittaisina kulloinkin kyseessä olevan tiepoikkileikkauksen mukaan.



Kuva 4.1: Teräsverkon B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350 päämitat.

Polyeteenistä valmistetaan yleensä kuitukankaita, kudottuja kankaita, geomembraaneja ja lujiteverkkoja. Polyeteeni toimii laskennassa verkkona teräsverkon tavoin. Kuvassa 2 esitetään PE-verkon päämitat.



Kuva 4.2: PE-verkon päämitat /45/.

Polyamidista eli nylonista valmistetaan köysiä ja jonkin verran geotekstiilejä. Laskennassa PA toimii geotekstiilinä, jonka paksuutena on 0,4 mm. Polypropeenista valmistetaan lähinnä kudottuja kankaita ja kuitukankaita. Laskennassa PP toimii tekstiilinä, jonka paksuutena on 0,6 mm. PET toimii laskennassa tekstiilin tavoin, ja sen paksuus on 0,7 mm. Lasikuidusta valmistetaan tällä hetkellä lähinnä geotekstiilejä. Laskennassa lasikuidusta valmistettua geotekstiiliä kutsutaan matoksi, jonka paksuus on 0,4 mm. Puisella vetolujitteella ei vielä ole näreteloen lisäksi muita käytännön sovellutuksia. Puisen vetolujitteen oletetaan toimivan laskennassa ainakin osittain

verkkomaisena rakenteena. Vetolujitteiden ominaisuuksia on tutkittu tarkemmin esitutkimuksessa 'Geovahvisteet' /44/.

Taulukossa 1 esitetään laskennassa käytettyjen vetolujitteiden laskenta-arvot kimmomoduulin, myötöjännityksen ja Poissonin luvun osalta.

Vetolujite	Kimmo- moduuli E [MPa]	Myötöraja R_{eH} tai $R_{p0,2}$ [MPa]	Poissonin luku
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	210 000	500	0,29
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	210 000	500	0,29
HDPE-verkko	1064	35	0,4
PA (nylon) tekstiili	2000	70	0,4
PP tekstiili	1300	30	0,4
PET tekstiili	4000	55	0,4
Lasikuitumatto	70 000	4200	0,23
Puu Ø 50 kk 100	9000	60	0,02

Taulukko 4.1: Vetolujitteiden laskennassa tarvittavat ja käytetyt materiaaliominaisuudet.

Materiaalien pitkäaikaiskäyttäytymistä ei ole otettu huomioon suoranaisesti tässä tutkimuksessa. Tielaitoksen julkaisussa Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet /46/ esitetään polymeereille reduktiokertoimia, joilla kerrotaan maksimaalinen vetolujuus, mikäli vetolujitteen valmistaja ei ole tehnyt tuotteelleen pitkäaikaiskokeita. Nämä kertoimet esitetään taulukossa 2.

Materiaali	reduktiokerroin
Polyesteri	0,5
Polyamidi	0,4
Polypropeeni	0,25
Polyeteeni	0,25

Taulukko 4.2: Vetolujitemateriaalien maksimivoiman reduktiokertoimia pitkäaikaiskäyttäytymisessä /46/.

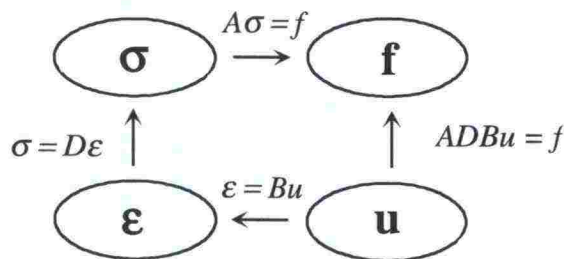
Materiaalien pitkäaikaiskestävyyttä voidaan arvioida luvussa 7.5.4 esitetyillä Maksimijännityksen osuus myötöjännityksestä -kuvilla. Näistä kuvista selviää varmuus myötöä vastaan eli epäsuorasti varmuus pitkäaikaiskäyttäytymiseen. Tämän tutkimuksen tarkoituksena ei ole tutkia materiaalien pitkäaikaiskäyttäytymistä.

5 FEM

5.1 Johdanto

5.1.1 Fysikaalisten ilmiöiden mallintaminen /16/

Fysikaalisten ilmiöiden matemaattinen mallintaminen vaatii yhtälösystemin, joka rakentuu kolmen tyyppisistä relaatioista. Fysikaalisen teoriakehyksen yleiset peruslait, aksioomat eli luonnonlait, antavat osan yhtälöistä. Materiaalien mahdollisimman totuudenmukaista käyttäytymistä kuvaavat yhtälöt ovat konstitutiivisia yhtälöitä. Aksioomien ja materiaalilakien matemaattinen esittäminen vaatii lisäksi geometrysten relaatioiden, kinematiikan hallintaa. Yhtälösystemin yhteydet ovat usein tyypiltään kimppu osittaisdifferentiaali (OD) -yhtälöitä tai yksinkertaisimmillaan algebrallisia relaatioita. Useat mekaniikassa esiintyvät ilmiöt voidaan mallintaa kuvan 1 lohkokaaavion mukaisesti.



Kuva 5.1: Perusstrukturi /16/.

Ylimmäisenä kuvassa 1 on Newtonin liikelakiin pohjautuvat tasapainoyhtälöt muodossa $A\sigma = f$. A on ongelman tasapaino-operaattori, joka kuvaa jännityksen σ ulkoisten kuormien joukon alkioksi f . Kuviossa vasemmalla on esitetty materiaalilaki, jossa venymä ϵ kuvautuu materiaalin jäykkyysoperaattorin D välityksellä jännitysten joukon alkioksi σ . Alimmaisena kuvassa on esitetty siirtymien u ja venymien ϵ välinen kinemaattinen yhteys, joka välittyy operaattorin B kautta. Ongelman ratkeavuuden, erityisesti yksikäsitteisen ratkaisun olemassaolon, edellytyksenä on myös riittävien reuna- ja/tai alkuehtojen asettaminen.

5.1.2 OD -yhtälöiden luokittelusta ja numeerisista ratkaisumenetelmistä /16/

OD -yhtälöt voidaan jakaa kolmeen perustyyppiin. Näitä ovat lineaarisen skalaariyhtälön tapauksessa: parabolinen (parabolisesti degeneroituva), elliptinen (elliptisesti degeneroituva) ja hyperbolinen (hyperbolisesti degeneroituva) OD -yhtälö. OD -yhtälöiden analyyttinen ratkaisu, jo lineaaristen vakiokertoimistenkin OD -yhtälöiden osalta, on vaikeaa, mikäli kuormitus ja/tai alueen geometria ovat hiemankin monimutkaisemmat. Nykyinen tietotekniikka kuitenkin mahdollistaa vaikeidenkin ongelmien likimääräisen ratkaisemisen monimutkaisissa geometrioissa. Numeeristen menetelmien perusajatuksena on korvata fysikaalista ongelmaa kuvaava matemaattinen malli diskreetillä matemaattisella mallilla. Tässä diskreetissä mallissa ratkaisua etsitään sopivien funktioiden joukosta. Mallin ratkaisu on pystyttävä konstruoimaan äärellisellä määrällä diskreettejä parametrejä, jotka ovat lineaarisessa yhteydessä approksimoiviin funktioihin, jolloin ratkaistavaksi jää äärellinen määrä algebrallisia yhtälöitä.

Ratkaistavan ongelman luonne määrää sopivan numeerisen ratkaisumenetelmän. Tällä hetkellä elementtimenetelmä on hallitseva elliptistyyppisten kenttäongelmien ratkaisussa. Parabolisten OD -yhtälöiden tapauksessa yhtälön elliptinen osa pääsääntöisesti diskretoidaan elementtimenetelmällä ja yhtälön aikariippuvuus integroidaan jollain sopivalla differenssimenetelmällä. Dynaamisissa analyyseissä käytetään samaa proseduuria. Ajasta riippuvien yhtälöiden diskretoinnin uudempaa tapaa edustaa ns. ajan suhteen epäjatkuva Galerkinin keino. Hyperbolis-tyyppisiä OD -yhtälöitä esiintyy eritoten virtausmekaniikan ongelmissa. Standardimuotoinen elementtimenetelmä ei toimi hyvin näissä ongelmissa, sillä yhtälöt ovat hyperbolis-tyyppisiä paikkakoordinaattien suhteen. Virtausmekaniikan ongelmia on totuttu ratkaisemaan differenssimenetelmällä, mutta uusimmat virtausmekaniikan ohjelmat pystyvät hyödyntämään elementtimenetelmää paikkakoordinaattien suhteen suoritettussa diskretoinnissa.

5.1.3 Variaatiolaskennasta ja variaatiotehtävän likiratkaisusta /16, 39, 52/

Differentiaali-laskennan perustoimitus on yhden tai useamman muuttujan funktion ääriarvon etsintä ja funktion ominaisuuksien tutkiminen ääriarvon läheisyydessä. Variaatiolaskennan perustehtävä on löytää funktio, joka antaa ääriarvon ns. funktionaalille eli kuvaukselle, joka liittää reaali-luvun tarkasteltavaan funktioon. Funktionaalien käyttäytymisestä voidaan tehdä päätelmiä tutkimalla sen variaatioita ääriarvopisteissä. Ääriarvon etsiminen palautuu differentiaali-yhtälön ratkaisuun, joten funktionaalien minimointi ja differentiaali-yhtälön ratkaisu ovat ekvivalentteja toimenpiteitä. Variaatiomenetelmien suurin etu on niiden helppous muodostaa ongelmalle likiratkaisuja.

Likiratkaisumenetelmissä tuntemattomalle funktiolle tai funktioille valitaan riittävät jatkuvuusominaisuudet toteuttavien *lineaarisesti riippumattomien* kantafunktioiden joukosta lineaarikombinaatio, jossa kantafunktioiden kertoimet ovat tuntemattomia parametrejä (diskretointi). Painotettujen jäännösten menetelmissä ratkaisufunktionaalina käytetään ongelmaan liittyvän yhtälön approksimoitun muodon ratkaisualueen yli integroitua painotettua jäännöstä, jossa painofunktioille valitaan jokin sopiva kantafunktiojoukko. Klassinen tapa on valita kantafunktiot siten, että ne ulottuvat yli koko ratkaistavan alueen. Tämä rajoittaa menetelmien käyttökelpoisuuden hyvin yksinkertaisiin alueisiin. Elementtimenetelmän perusideana on jakaa tarkastelualue pieniin äärellisiin osiin, joka vapauttaa analysoinnin geometrian tuomilta ongelmilta.

Painotettujen jäännösten menetelmien käyttäminen tavalliselle tai osittaiselle differentiaali-yhtälölle:

$$Fu = \bar{f} \quad (5.1)$$

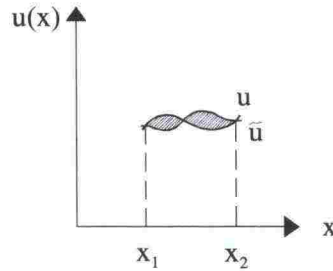
alueessa Ω reunaehdoilla

$$Au = \bar{a} \quad (5.2)$$

alueen Ω reunalla s . Oletuksena on, että operaattorit F ja A ovat lineaarisia. Painotettujen jäännösten menetelmissä jäännösformula saadaan, kun tuntematonta funktiota approksimoidaan yritteellä:

$$u \approx \bar{u} = \sum_{i=1}^n \phi_i \alpha_i \quad (5.3)$$

Yritettä \bar{u} (kuva 2) kutsutaan myös Rayleigh – Ritz –estimointi-viritykseksi. Kaavassa 3 esiintyvät ϕ_i funktiot ovat lineaarisesti riippumattomia kantafunktioita ja α_i tuntemattomia parametrejä.



Kuva 5.2: Esimerkki funktioista u ja yritefunktiosta \bar{u} , kun ne ovat x funktioita/38/.

Kerrottaessa yhtälöt 1 ja 2 painofunktioilla $w_{\Omega i}, w_{Sj}, j=1, \dots, n$ ja integroitaessa näin saatu lauseke alueen tai reunan ylitse saadaan lauseke 4.

$$\int_{\Omega} w_{\Omega j} (F\bar{u} - \bar{f}) dV + \int_S w_{Sj} (A\bar{u} - \bar{a}) dS = 0, \quad (5.4)$$

$$\sum_{i=1}^n \left(\int_{\Omega} w_{\Omega j} F \phi_i dV + \int_S w_{Sj} A \phi_i dS \right) \alpha_i = \int_{\Omega} w_{\Omega j} \bar{f} dV + \int_S w_{Sj} \bar{a} dS$$

Yhtälöt 4 muodostavat lineaarisen ryhmän

$$\sum_{i=1}^n K_{ji} \alpha_i = f_j, \quad j=1, \dots, n \quad (5.5)$$

missä

$$\begin{aligned} K_{ji} &= \int_{\Omega} w_{\Omega j} F \phi_i dV + \int_S w_{Sj} A \phi_i dS \\ f_j &= \int_{\Omega} w_{\Omega j} \bar{f} dV + \int_S w_{Sj} \bar{a} dS \end{aligned} \quad (5.6)$$

ja josta tuntemattomat α_i voidaan ratkaista. Ongelman yksikäsitteinen ratkaisu vaatii n kappaletta lineaarisesti riippumattomia painofunktioita. Mikäli yrite \bar{u} ei ole ongelman tarkka ratkaisu, jäännökset $R_{\Omega} = F\bar{u} - \bar{f}$ ja $R_S = A\bar{u} - \bar{a}$ eivät milloinkaan häviä identtisesti koko alueessa Ω ja reunalla S . Täten painotettujen jäännösten menetelmät ovat tulkittavissa yhtälöiden 1 ja 2 heikennetyksi muodoksi, heikoksi eli variaatiomuodoksi. Vahvalla muodolla ymmärretään yhtälön differentiaalimuotoa.

Painofunktioiden ollessa Diracin delta-funktioita eli

$$w_{\Omega_i} = \delta(r - r_i) \quad (5.7)$$

missä r merkitsee paikkavektoria, saadaan niin sanottu piste-kollokaatiomenetelmä. Siinä oleva jäännös häviää tietyissä pisteissä r_i . Jaettaessa alue Ω osa-alueisiin $\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3, \dots, \Omega_n$ ja valittaessa $w_{\Omega_i} = 1$ alueessa Ω_i , $w_{\Omega_i} = 0$ muualla, saadaan niin sanottu osakollokaatiomenetelmä. Momenttien menetelmässä painofunktioiksi valitaan u -funktion eriasteisia parametrejä. Pienimmän neliön keinossa painofunktioksi valitaan jäännöstermi itse eli

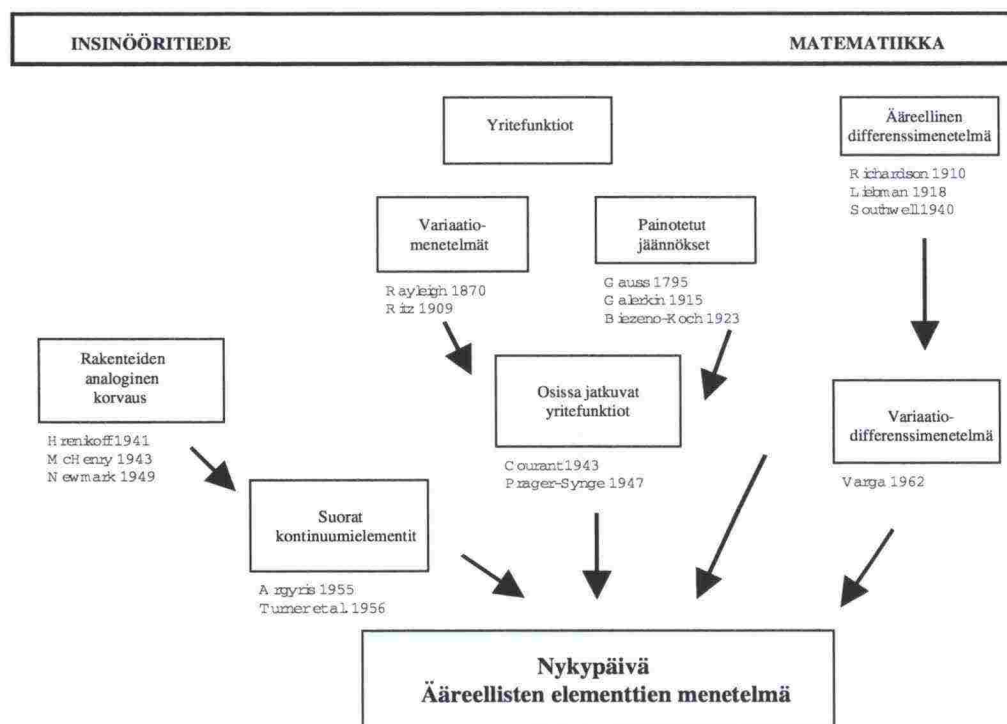
$$w_{\Omega} = R_{\Omega} \text{ ja } w_S = R_S \quad (5.8)$$

Galerkinin menetelmässä painofunktiot valitaan samoiksi kuin ratkaisuyritteen kantafunktiot.

$$w_i = \phi_i \quad (5.9)$$

Menetelmää, jossa painofunktiot voidaan valita vapaasti, kutsutaan pelkäksi painotettujen jäännösten menetelmäksi. Rayleigh – Ritz (R-R)-menetelmä ei kuulu painotettujen jäännösten menetelmiin, vaikka menetelmän antamat likiratkaisut ovat identtiset Galerkinin menetelmän kanssa. (R-R)-menetelmässä lähdetään liikkeelle minimoitavasta funktiosta. Galerkinin menetelmää voidaan pitää yleis-pätevämpänä kuin (R-R)-menetelmää, sillä Galerkinin menetelmä ei ole rajoittunut ongelmiin, joiden variaatiomuoto on seurausta funktionaalien minimoimisesta.

Elementtimenetelmä on kehittynyt edellä mainituista menetelmistä, ja sitä voitaisiinkin kutsua yleistetyksi painotettujen jäännösten menetelmäksi tai yleistetyksi Galerkinin menetelmäksi. Elementtimenetelmän kehitys nykyiseksi voidaan esittää Zienkiewiczin /52/ mukaan *kuvalla 3*.



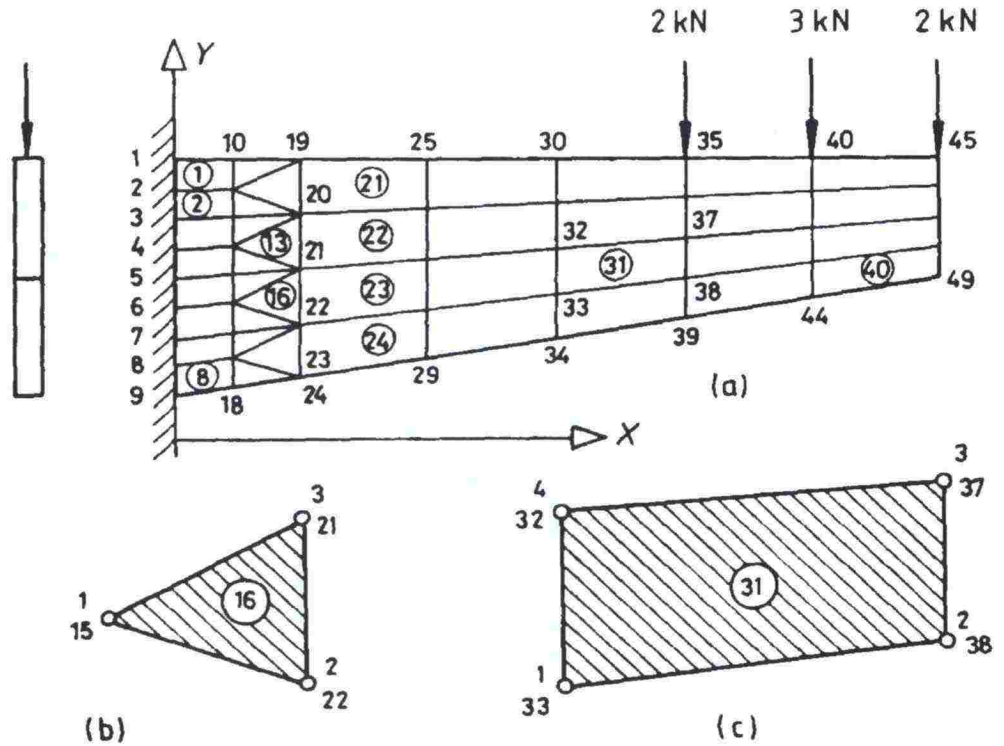
Kuva 5.3: FEM kehitys matematiikasta ja insinööritieteistä/52/.

5.2 Elementtimenetelmän periaatteet rakenteiden mekaniikan näkökulmasta

5.2.1 Solmunumeroinnista, -siirtymistä ja -voimista /24/

Elementtimenetelmän perusajatuksena on jakaa rakenne äärellisiin osiin, joiden geometria on helposti hallittavissa. Osia kutsutaan elementeiksi. Niiden koko, tyyppi, muoto, materiaaliominaisuudet jne. voivat olla erilaisia rakenteen eri osissa. Rakennetta kuvataan elementtijoukolla, jota kutsutaan myös elementtiverkoksi tai laskentamalliksi. Elementit liittyvät toisiinsa vain tietyissä pisteissä, joita sanotaan elementtien ja elementtiverkon solmuiksi.

Kuvassa 4 on esitetty eräs tasossa oleva levypalkki, sen elementtiverkko (a) ja tämän kolmio- (b) ja nelikulmioelementti (c). Elementtiverkon kuvassa (a) ympyröity numero tarkoittaa elementin numeroa erotuksena solmunumeroinnista. Elementin solmunumeroinnit jaetaan paikallisnumerointiin (lokaalinumerointi) ja verkkonumerointiin (globaalinumerointi). Kuvan 4 kohdissa (b) ja (c) ylemmät solmunumerot edustavat lokaalinumerointia, kun taas alemmat numerot edustavat globaalinumerointia. Elementtiverkossa (a) on esitetty vain globaali solmunumerointi.



Kuva 5.4: (a) Levypalkin elementtiverkko ja tämän (b) kolmioelementti ja (c) nelikulmioelementti /24/.

Jokaiseen solmuun liittyvät tietyt solmusuureet, joista tärkeimmät ovat siirtymä ja voima. Solmusiirtymät tarkoittavat siirtymäkentän arvoja solmujen kohdilla. Solmun siirtymäkentästä käytetään merkintää:

$$\{u^s\} = \{u_x \ u_y \ u_z \ \phi_x \ \phi_y \ \phi_z\} \quad (5.10)$$

Kirjaimen yläpuolella oleva "hattu" viittaa solmunumeroon. Solmusiirtymän liittosuure on solmuvoima. Tietyn solmun s solmuvoima:

$$\{F^s\} = \{F_x \ F_y \ F_z \ M_x \ M_y \ M_z\} \quad (5.11)$$

sisältää solmuun kohdistuvat voiman ja momentin komponentit. Se ei edusta minkään voimakentän solmuarvoa. Elementin e solmusiirtymät $\{u^{(e)}\}$ ja solmuvoimat $\{F^{(e)}\}$ muodostuvat sen solmujen vastinsuureista, jotka on listattava elementin lokaalimeroinnin mukaisessa järjestyksessä.

$$\{u^{(e)}\} = \{\{u^1\} \ \{u^2\} \ \dots \ \{u^n\}\} \quad (5.12)$$

$$\{F^{(e)}\} = \{\{F^1\} \ \{F^2\} \ \dots \ \{F^n\}\} \quad (5.13)$$

Tällöin on oletettu, että elementissä on n solmua. Vastaavasti muodostetaan koko rakenteen solmusiirtymä- ja -voimavektorit.

$$\{U\} = \{\{u^1\} \{u^2\} \dots \{u^n\}\} \quad (5.14)$$

$$\{P\} = \{\{p^1\} \{p^2\} \dots \{p^n\}\} \quad (5.15)$$

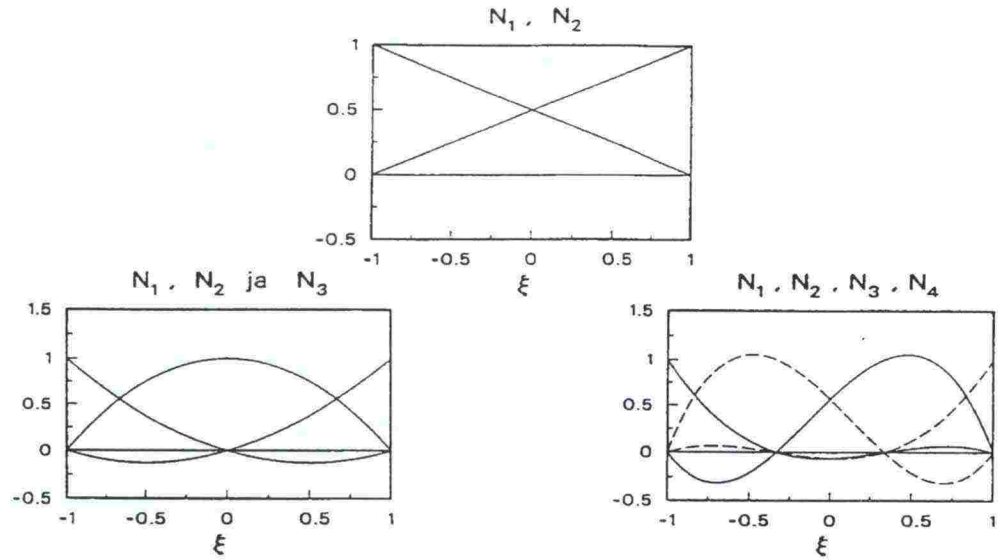
missä N on elementtiverkon (laskentamallin) solmujen lukumäärä. Vektori $\{P\}$ sisältää rakenteen ulkoiset voimat, joiden oletetaan kohdistuvan sen solmuihin. Niitä ovat kuormitukset ja tukireaktiot. Vektoriin $\{U\}$ sisältyvät rakenteen kaikkien solmujen siirtymät, joten siitä voidaan poimia kunkin elementin solmusiirtymät $\{u^{(e)}\}$. Vektorista $\{P\}$ ei voi saada elementin solmuvoimia $\{F^{(e)}\}$, sillä se sisältää vain rakenteen ulkoiset voimat.

5.2.2 Interpolaatiofunktioista /16, 24/

Elementtimenetelmän toinen perusajatus on, että kunkin elementin kentät interpoloidaan sen solmuarvosta käyttäen elementin tyypistä riippuvia interpolaatiofunktioita eli muotofunktioita. Interpolaatiofunktioita voidaan jakaa ainakin kahteen ryhmään:

1. tavanomaisiin eli solmuihin sidottuihin ja
2. hierarkkisiin interpolaatiofunktioihin.

Interpolaation muodostavat kantafunktiot voitaisiin periaatteessa valita miltei mielivaltaisesti. Tavallisesti käytetään kuitenkin yksinkertaisia polynomeja. Tavanomaisille interpolaatiofunktioille on ominaista se, että kaikki kantafunktiot muuttuvat, kun polynomin aste p kasvaa. Esimerkkinä tavanomaisista interpolaatiofunktioista ovat nk. Lagrangen elementtiperheen interpolaatiofunktioit (kuva 5).



Kuva 5.5: Lineaariset, paraboliset ja kuubiset Lagrangen polynomit/16/.

Lagrangen astetta p oleva polynomi määritellään:

$$l_k^p = \frac{(\xi - \xi_0)(\xi - \xi_1) \dots (\xi - \xi_{k-1})(\xi - \xi_{k+1}) \dots (\xi - \xi_p)}{(\xi_k - \xi_0)(\xi_k - \xi_1) \dots (\xi_k - \xi_{k-1})(\xi_k - \xi_{k+1}) \dots (\xi_k - \xi_p)} = N(\xi) \quad (5.16)$$

joka antaa yksikköarvon pisteessä $\xi = \xi_k$ ja leikkaa koordinaattiakselin p :ssä pisteessä $\xi_i, i = 0, 1, \dots, p$ ($i \neq k$). Hierarkkisessa kanta-järjestelmässä interpolaatiopolynomin asteen kasvattaminen ei muuta vanhoja, alhaisempaa astetta olevia kantafunktioita. Eräs mahdollinen järjestelmä saadaan Legendren polynomien avulla (kaavat 17, 18, 19 ja 20 sekä kuva 6).

$$N_1(\xi) = \frac{1}{2}(1 - \xi), \quad N_2(\xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi), \quad N_i(\xi) = \emptyset_{i-1}(\xi), \quad i = 3, 4, \dots, p+1 \quad (5.17)$$

missä

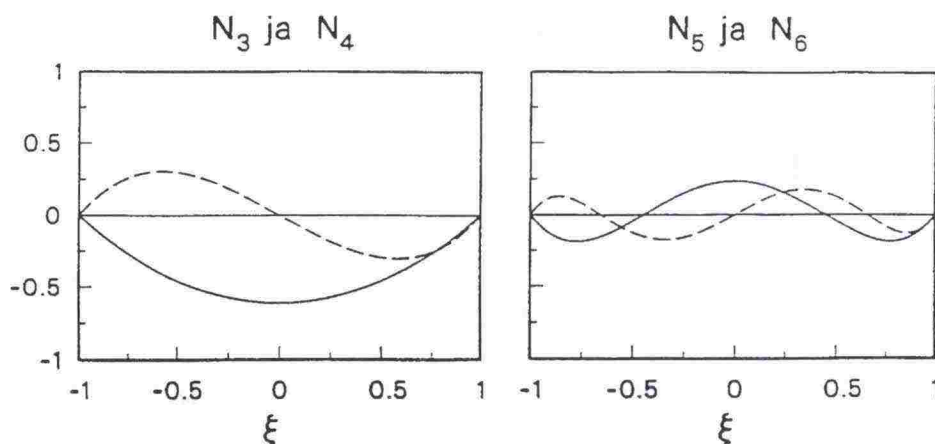
$$\emptyset_j(\xi) = \sqrt{\frac{2j-1}{2}} \int_{-1}^{\xi} P_{j-1}(t) dt, \quad j = 2, 3, \dots \quad (5.18)$$

Kaksi ensimmäistä polynomia ovat:

$$P_0(\xi) = 1 \quad \text{ja} \quad P_1(\xi) = \xi, \quad (5.19)$$

josta korkeamman asteen polynomit voidaan generoida Bonnetin rekursiokaavan avulla:

$$(n+1)P_{n+1}(\xi) = (2n+1)\xi P_n(\xi) - nP_{n-1}(\xi), \quad n = 1, 2, \dots \quad (5.20)$$



Kuva 5.6: Hierarkkisen järjestelmän (Kaava 18) sisäisiä funktioita /16/.

5.2.3 Perusyhtälöt /16, 24/

Rakenteiden mekaniikan laskentamenetelmät jaetaan yleensä kolmeen ryhmään.

- Siirtymämenetelmät
- Voimamenetelmät
- Sekamenetelmät.

Elementtimenetelmässä sovelletaan pääasiassa siirtymämenetelmää. Kullekin elementille saadaan perusyhtälö:

$$\{\hat{F}\} = [K^{(e)}] \{\hat{a}\} \quad (5.21)$$

missä $[K^{(e)}]$ on elementin jäykkyyismatriisi, joka voidaan kirjoittaa yleisessä muodossa:

$$K^e = \int_{\Omega^{(e)}} B^T D B dV \quad (5.22)$$

missä matriisi B välittää diskreetissä muodossa kinemaattisen yhteyden, matriisi D vastaavasti materiaalilain. B^T on tasapaino-operaattorin diskreettivastine, koska yhtälö 22 on itseadjunktoitu.

Matriisi **B** saadaan käyttämällä solmun siirtymän tai kiertymän määräämää operaattoria interpolaatiofunktioille N . Koko laskentamallia koskeva perusyhtälö voidaan kirjoittaa:

$$\{P\} = [K]\{U\} \quad (5.23)$$

minkä kerroinmatriisi $[K]$ on laskentamallin jäykkyysmatriisi. Elementtimenetelmän kolmas perusajatus on, että $[K]$ saadaan helposti muodostettua elementtiverkon elementtien jäykkyysmatriiseista ns. sijoittelusummausta käyttäen.

$$[K] = \sum_{e=1}^M [K^{(e)}] \quad (5.24)$$

missä M merkitsee elementtien kokonaismäärää. Jos rakenteeseen kohdistuu solmukuormituksen lisäksi kenttäkuormituksia eli elementtikuormituksia, voidaan ne ottaa huomioon ns. ekvivalenttisten solmukuormitusten avulla. Kullekin elementille e lasketaan ekvivalenttinen solmukuormitusvektori $\{\hat{f}^{(e)}\}$, joka määritellään:

$$\hat{f}^e = \int_{\Omega^{(e)}} \hat{f} N^T dV \quad (5.25)$$

Kokonaiskuormitusvektori saadaan yhdistämällä solmukuormat ja ekvivalenttiset solmukuormat käyttämällä sijoittelusummausta. Kokonaiskuormitusvektori on muotoa:

$$\{\hat{R}\} = \{P\} + \sum_{e=1}^M \{\hat{f}^{(e)}\} \quad (5.26)$$

Näin on saatu muodostettua laskentamallin perusyhtälö:

$$[K]\{U\} = \{\hat{R}\} \quad (5.27)$$

Siinä ovat tuntemattomia vapaat solmusiirtymät, jotka yhdessä tukisiirtymien kanssa muodostavat vektorin $\{U\}$, sekä tukireaktiot, jotka sisältyvät kuormitusvektoriin $\{\hat{R}\}$. Yhtälöryhmässä 27 on saman veran yhtälöitä kuin tuntemattomiakin, ja jos laskentamalliin ei sisälly jäykän kappaleen liikemahdollisuutta, voidaan ne ratkaista.

5.3 Maan ja vetolujitteen materiaalmallit

5.3.1 Yleistä /30, 38, 42/

Maan sekä vetolujitteen käyttäytymistä voidaan kuvata myötöpinnalla, joka toteuttaa maan tai vetolujitteen myötöehdon. Myötöpinta on kullekin materiaalille ominainen, ja sen parametrit ja muoto on määrättävä kokeellisesti. Myötöpinnan sisäpuolisten muodonmuutosten arvot ovat elastisia ja pinnan ulkopuoliset plastisia.

Myötöehtojen yleinen funktio voidaan kirjoittaa muotoon:

$$F = F(J_1, J_2, J_3, J_{2D}, J_{3D}) = \text{vakio} \quad (5.28)$$

missä jännitysinvariantit J_1, J_2, J_3 ja deviatoriset jännitysinvariantit J_{2D}, J_{3D} ovat:

$$J_1 = \sigma_{kk} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$$

$$J_2 = \frac{1}{2} [\sigma_{ii} \sigma_{jj} - \sigma_{ij} \sigma_{ij}]$$

$$J_3 = \det \sigma_{ij}$$

$$J_{2D} = \frac{1}{2} \sigma_{ij}^D \sigma_{ij}^D$$

$$J_{3D} = \frac{1}{3} \sigma_{ij}^D \sigma_{jk}^D \sigma_{ki}^D.$$

Edellisessä σ_{ij}^D on deviatorinen jännitystensori, joka voidaan laskea seuraavasti:

$$\sigma_{ij}^D = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk} \quad (5.29)$$

Kaavassa 29 esiintyvä σ_{ij} merkitsee jännitystensoria, ja δ_{ij} on kromekkerin delta, joka on määritelty:

$$\delta_{ij} = 1, \text{ kun } i = j \text{ tai } 0, \text{ kun } i \neq j \quad (5.30)$$

Materiaalin myötöehto ei ole pelkästään jännitystilan funktio, vaan usein myös eräiden materiaalia kuvaavien suureiden funktio. Vetolujitteiden myötöfunktio eroavat maan vastaavista lähinnä hydrostaattisen jännityksen lähes olemattomalla vaikutuksella, jolloin myötöehto voidaan ilmaista vain deviatoristen jännitysinvarianttien avulla.

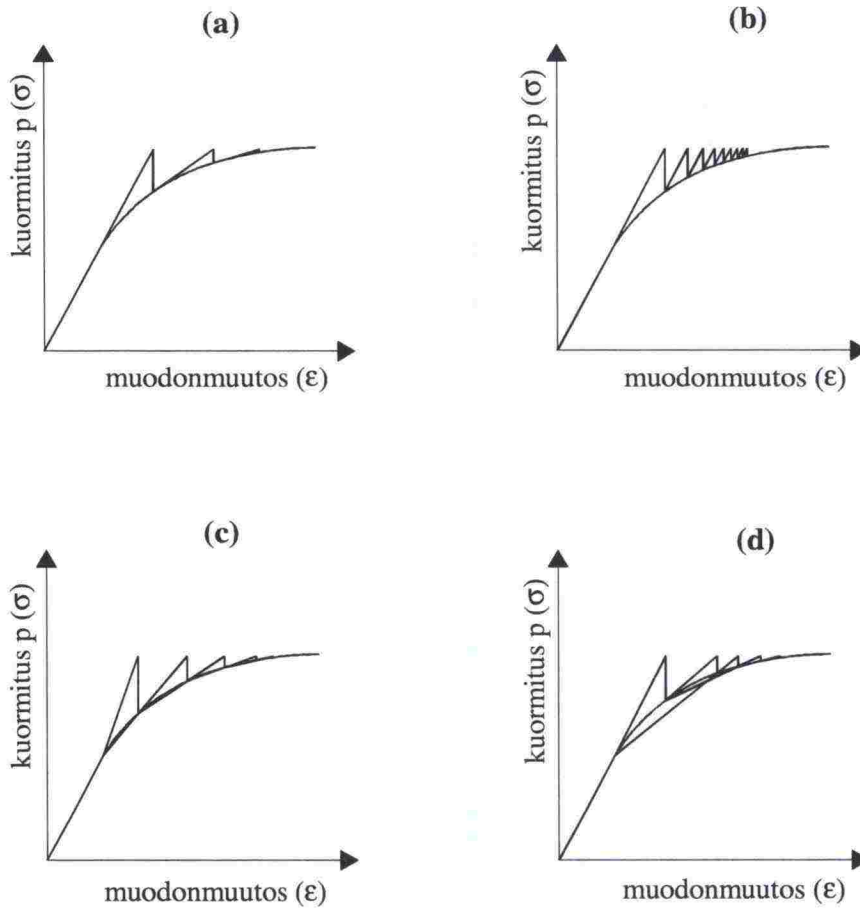
$$F = F(J_{2D}, J_{3D}) = \text{vakio} \quad (5.31)$$

Elementtiohjelmistoissa käytettävissä materiaalimalleissa sovelletaan useita eri myötöehtomalleja. Maan plastisoitumista kuvaavia myötöehtoja ovat Trescan ja Mises'n ohella mm. Mohr–Coulomb, yleistetty Huber–Von Mises–Hencky eli Drucker Prager, Stasi D'Alia ja Cam Clay –mallit. Yleisimmin käytetty on Mohr–Coulomb, joka kuitenkin mallintaa maamateriaalien plastisoitumista karkeasti. Kolme viimeistä maata kuvaavista malleista mallintavat maan plastisoitumista tarkemmin, mutta samalla laskettavien differentiaalien epälineaarisuus kasvaa voimakkaasti ja tarvittava prosessointiaika pitenee.

5.3.2 Maan ja vetolujitteen epälineaarisuuksien mallintaminen /30, 42, 53/

Elementtimenetelmässä maan ja vetolujitteen epälineaarisuuksien mallintaminen perustuu toistuviin lineaarisiin ratkaisuihin pienillä kuormituksen lisäyksillä (kuva 7). Jokaisen lisäyksen jälkeen tarkistetaan systeemin sisäinen tasapaino. Mikäli tasapaino on menetetty, on jokin mallin osa murtunut. Ratkaisumenetelmät voidaan jakaa inkrementtimenetelmään ja suoraan iteratiiviseen menetelmään. Inkrementtimenetelmää käytetään useimmiten stationäärisissä mekaniikan ongelmissa, kun taas suoria iteratiivisia menetelmiä hyödynnetään lähinnä transienteissa ongelmissa. Näitä ovat mm. dynamiikan ja virtausmekaniikan ongelmat.

Inkrementtimenetelmistä käytetyimmät ovat: Newton–Raphson (N-R), modifioitu N-R, sekantti- ja Picardin menetelmä. N-R -menetelmä on käytetyistä menetelmistä nopeimmin konvergoiva, mutta sen huonoja puolia ovat: uuden jäykkyysmatriisin muodostamistarve jokaisen iteroinnin välillä ja jäykkyysmatriisin muuttuminen symmetrisestä epäsymmetriseksi ei-assosiatiivisissa materiaalimalleissa. Konvergoiminen tarkoittaa suppenemista kohti ratkaistavana olevan matemaattisen mallin tarkkaa ratkaisua. Modifioitua N-R -menetelmää kutsutaan myös muuttumattomalla jäykkyysmatriisilla iteroimiseksi. Sekanttimenetelmässä ns. sekanttikulma löydetään käyttämällä ensimmäisessä iteroinnissa N-R -menetelmää. Iteraatioiden kasvaessa yli 15 ratkaisun stabiilisuus saattaa kärsiä. Picardin menetelmällä on hyvät stabiilisuusominaisuudet. Sen konvergointinopeus on hieman hitaampi kuin N-R -menetelmällä.



Kuva 5.7: (a) *N-R*-menetelmä, (b) *modifioitu N-R*-menetelmä, (c) *sekantti* menetelmä, (d) *Picardin* menetelmä [53].

Maalajien plastista käyttäytymistä mallintamaan tarvitaan myötöfunktion lisäksi plastinen potentiaalfunktio ja myötölujenemista säätelevä funktio. Elastiset ja plastiset muodonmuutokset voidaan laskennassa erottaa toisistaan, määrittää erikseen ja lopulta summata yhteen.

$$d\mathbf{\hat{a}}_{ij} = d\mathbf{\hat{a}}_{ij}^e + d\mathbf{\hat{a}}_{ij}^p \quad (5.32)$$

missä

$d\mathbf{\hat{a}}_{ij}$ = kokonaismuodonmuutosinkrementti

$d\mathbf{\hat{a}}_{ij}^e$ = elastinen muodonmuutosinkrementti

$d\mathbf{\hat{a}}_{ij}^p$ = plastinen muodonmuutosinkrementti

Kokonaismuodonmuutosinkrementti voidaan kirjoittaa muotoon:

$$d\mathbf{\hat{a}}_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} d\sigma_{ij}^D + \frac{(1-2\nu)}{E} \mathbf{\hat{a}}_{ij} d\sigma_{kk} + d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.33)$$

missä lauseen kaksi ensimmäistä termiä tulevat kimmoisasta venymäinkrementistä ja viimeinen termi plastisesta venymäinkrementistä. Lausekkeen merkinnät ovat:

ν = poissonin vakio

E = kimmomoduli

$\sigma_{ij}^D = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \ddot{a}_{ij} \sigma_{kk}$ = deviatorinen jännitys

σ_{ij} = Cauchyn jännitystensori

$\ddot{a}_{ij} = 1$, kun $i = j$ tai 0 , kun $i \neq j$ = Kroneckerin delta

$\sigma_{kk} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = J_1$ = ensimmäinen jännitysinvariantti

$d\lambda$ = plastinen kertoja

dg = plastinen potentiaali

Plastinen kertoja $d\lambda$ voidaan määritellä:

$$d\lambda = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \mathbf{D}_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \quad (5.34)$$

missä H on skalaarifunktio, joka määritellään:

$$H = \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \mathbf{D}_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \quad (5.35)$$

Sijoittamalla $d\lambda$ lausekkeeseen 33 voidaan määritellä relaatio jännitysten ja elastoplastisten venymien välillä niin kutsutulla elastoplastisella materiaalmatriisilla \mathbf{D}_{ij}^{ep}

$$d\sigma_{ij} = \mathbf{D}_{ijkl}^{ep} d\dot{a}_{kl} \quad (5.36)$$

Elastoplastinen materiaalmatriisi voidaan määritellä:

$$\mathbf{D}_{ijkl}^{ep} = \mathbf{D}_{ijkl} - \frac{1}{H} \mathbf{D}_{ijpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{mn}} \mathbf{D}_{mnkl} \quad (5.37)$$

Kitka- ja koheesiomaa tarvitsevat erilaiset materiaalmallit. Koheesiomaa tarvitsee niin kutsutun. assosiatiivisen materiaalmallin ja kitkamaa ei-assosiatiivisen materiaalmallin. Ei-assosiatiivisuus tarkoittaa, että plastinen potentiaalifunktio ei yhdy myötöfunktion normaalin suuntaan.

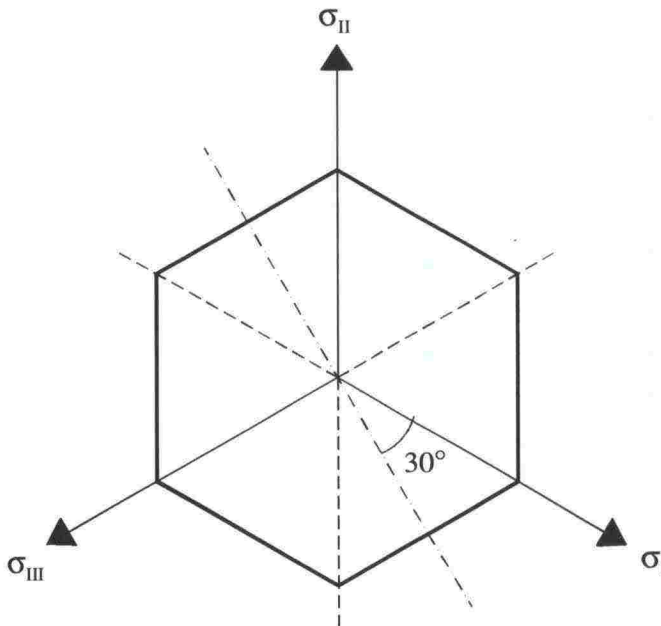
5.3.3 Trescan myötöehto /11, 42/

Historiallisesti ensimmäisen myötöehdon esitti Tresca (kuva 8) 1864. Trescan malli otaksuu, että myötääminen alkaa leikkausjännityksen maksimikohdassa kriittisellä arvolla k . Myötöehto on muotoa:

$$F = 2\sqrt{J_{2D}} \cos \theta - k \quad (5.38)$$

missä θ on määritelty:

$$\sin 3\theta = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \quad (5.39)$$



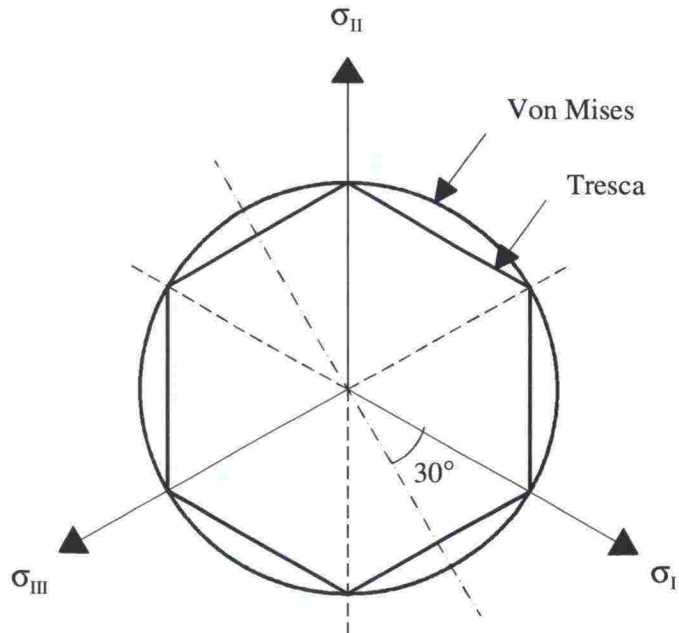
Kuva 5.8: Trescan myötöehto Π -tasossa pääjännityskoordinaatistossa /11/.

5.3.4 Huber - Von Mises - Hencky -myötöehto /11, 42/

Huber (1904), Von Mises (1913) ja Hencky (1924) ehdottivat, tietämättä toisistaan, myötöehtoa, joka tunnetaan paremmin Von Mises -myötöehtona (kuva 9). Oletuksena on, että myötääminen alkaa oktaedrisen jännityksen saavutettua kriittisen arvon k . Myötöehto on tällöin muotoa:

$$F = \sqrt{J_{2D}} - k \quad (5.40)$$

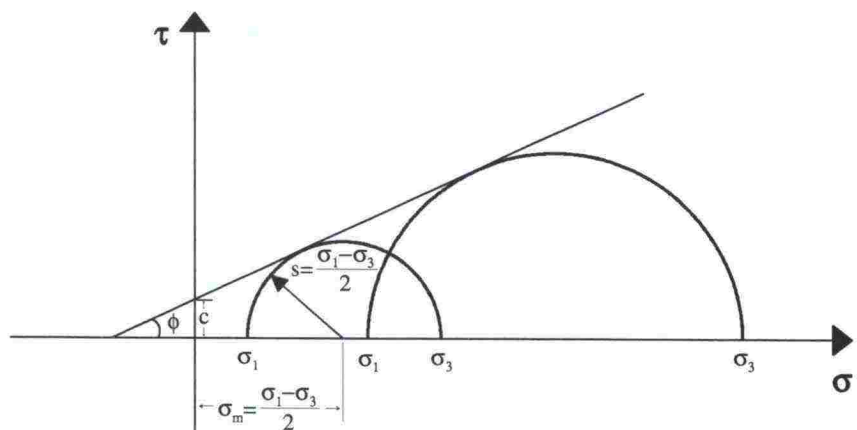
missä k on myötöjännitys puhtaassa leikkauksessa.



Kuva 5.9: Von Misesin ja Trescan myötöehdot Π -tasossa pääjännitykoordinaatistossa /11/.

5.3.5 Mohr – Coulomb -myötöehto /2, 30, 42/

Mohr – Coulomb (Coulomb 1773)-teorian mukaan maan murtumisen aiheuttaa normaali- ja leikkausjännityksen suhde leikkauspinnalla (kuva 10).



Kuva 5.10: Mohr–Coulomb-myötöehto normaali- ja leikkausjännityksen määrittelemässä koordinaatistossa/2/.

Mohr–Coulomb-myötöehto on määritelty kuvan 10 merkinnöillä.

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (5.41)$$

missä σ on negatiivinen puristusjännitys. Mohrin ympyrästä saadaan määriteltyä leikkaus- ja normaali-jännitys:

$$\tau = s \cos \phi \quad (5.42)$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin \phi \quad (5.43)$$

jolloin Mohr-Coulomb-myötöehto saa muodon:

$$s = \sigma_m \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (5.44)$$

missä

$$s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\phi = \text{maan sisäinen kitkakulma}$$

$$c = \text{koheesio}$$

Myötöfunktion yleinen muoto voidaan kirjoittaa jännitysinvarianttien ja deviatoristen jännitysinvarianttien avulla:

$$F = \frac{J_1}{3} \sin \phi + \sqrt{J_{2D}} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \phi \right) - c \cos \phi \quad (5.45)$$

missä

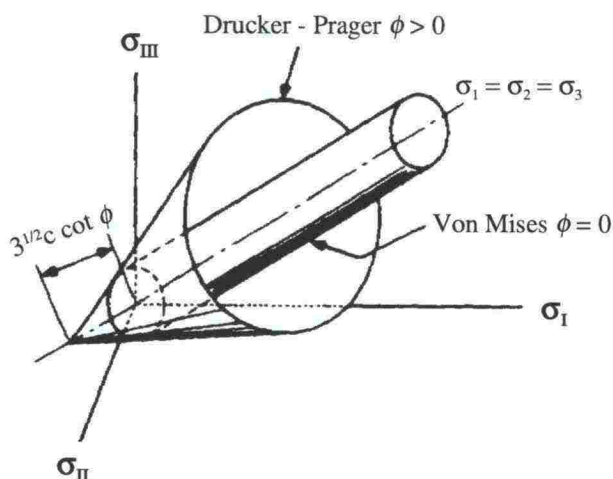
$$\sin 3\theta = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \quad (5.39)$$

5.3.6 Drucker – Prager -myötöehto /11, 42, 53/

Drucker ja Prager (1952) ehdottivat yleistettyä Huber – Von Mises-Hencky -myötöehtoa rakeisille materiaaleille. Tämä malli ottaa huomioon hydrostaattisen paineen. Myötöehto voidaan kirjoittaa muotoon:

$$F = \sqrt{J_{2D}} + \alpha J_1 - k \quad (5.46)$$

missä α ja k ovat materiaalivakioita. Drucker-Prager-myötöpinta muodostaa pääjännitysavaruuksessa ympyränmuotoisen kartion (kuva 11).



Kuva 5.11: Drucker – Pragerin ja Von Misesin myötöpinnat pääjännitysavaruudessa /53/.

Jotta Drucker-Pragerin myötöpinta koskettaisi Mohr-Coulombin myötöpinnan kulmia, on α ja k asetettava:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (5.47)$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (5.48)$$

missä ϕ ja c ovat maan kitkakulma ja koheesio. Drucker-Prager-malli saadaan redusoitua Von Mises malliksi antamalla $\alpha = 0$.

5.3.7 Stassi D'Alia -myötöehto /11/

Stassi D'Alia (1951, 1957, 1967) ehdotti rakeisille materiaaleille kaavan 49 mukaista myötöehtoa, joka voidaan lausua jännitysinvarianttien avulla.

$$(2A)J_2 + BJ_1 + J_1^2 + C = 0 \quad (5.49)$$

$$A = -1 - (\rho - 1) \frac{\sigma_0}{\sigma_h} + \frac{\rho}{3} \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_h} \right)^2$$

$$B = (\rho - 1)\sigma_0$$

$$C = -\rho\sigma_0^2$$

Puhtaassa vedossa myötöjännitys on σ_0 . Puhtaassa puristuksessa myötöjännitys on $\sigma'_0 = \rho \sigma_0$ ($\rho > 0$). σ_h merkitsee plastisoitumista hydrostaattisen paineen alaisuudessa. $\rho = \frac{\sigma'_0}{\sigma_0}$ suhde saa eri arvoja eri materiaaleilla. Esim. metalli: $\rho = 1,0$, valurauta: $\rho = 2,5 - 4,0$, betoni: $\rho = 10,0 - 12,0$, kivet: $\rho = 20,0 - 30,0$ ja löyhä rakeinen maa: $\rho = \infty$. Myötöpinnat (kuva 12), jotka ovat toisen asteen pintoja, voidaan esittää pääjännityskoordinaatistossa.

Parametri	Myötöpinnan muoto	Myötöpinnan leikkausjäljet σ_I ja σ_{II} määrittämässä tasossa
$\frac{\sigma_h}{\sigma_0} = \infty$ $\rho = 1$	ympyräsylinteri	
$\frac{\sigma_h}{\sigma_0} = \frac{2}{3} \frac{\rho}{\rho - 1}$ $\rho > 1$	ympyräkartio	
$\frac{1}{3} \frac{\rho}{\rho - 1} < \frac{\sigma_h}{\sigma_0} < \frac{2}{3}$ $\rho > 1$	pyörähdys-hyperboloidi	
$\frac{\sigma_h}{\sigma_0} = \frac{1}{3} \frac{\rho}{\rho - 1}$ $\rho > 1$	pyörähdys-paraboloidi	
$\frac{\sigma_h}{\sigma_0} < \frac{1}{3} \frac{\rho}{\rho - 1}$ $\rho > 1$	pyörähdys-ellipsoidi	

Kuva 5.12: Stassi D'Alain -myötöehto /11/.

5.3.8 Modifioitu Cam – Clay (MCC) -malli /38, 42/

Cambridgen yliopistossa 1950- ja 1960-luvuilla kehitetty kriittisen-tilanmalli soveltuu hyvin koheesiomaalajien mekaanisen käyttäytymisen kuvaamiseen. Malli kehitettiin isotrooppisen myötölujenemisen tultua maamekaniikkaan. Schofield ja Worthin kehittivät ensimmäisen todellisen mallin 1968, ja sitä kutsutaan Cam - Clay malliksi. Tästä kehitettiin samana vuonna Roscoen ja Burlandin toi-

mesta uusi malli, joka sai nimekseen modifioitu Cam - Clay -malli (kuva 13). MCC-mallin myötöfunktio voidaan esittää muodossa:

$$F = \frac{q^2}{M^2} - p_0 p - p^2 \quad (5.50)$$

missä

$$p = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})$$

$$q = \sqrt{3J_{2D}}$$

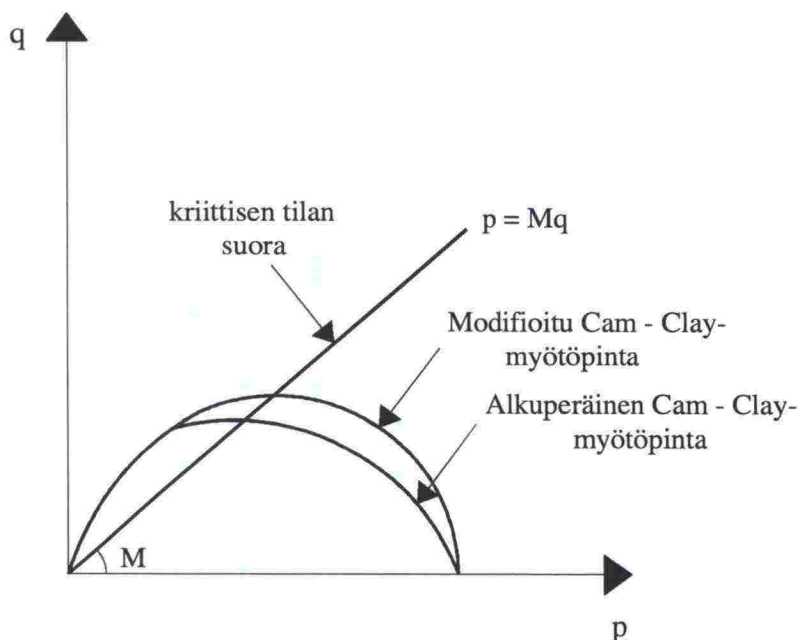
jossa σ'_{xx} , σ'_{yy} ja σ'_{zz} ovat σ'_{ij} -matriisin lävistäjäalkioita. σ'_{ij} tarkoittaa vedellä kyllästyneen maan efektiivistä jännitystilaa, joka voidaan lausua:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \bar{a}_{ij} \Pi \quad (5.51)$$

missä Π tarkoittaa huokosvedenpainetta, joka voidaan ilmaista:

$$\Pi = k_b(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \quad (5.52)$$

Yhtälössä 52 esiintyvä kerroin k_b on yhdistetyn maa-vesi materiaalin puristuvuuskerroin. Kuivalle materiaalille kerroin $k_b=0$.



Kuva 5.13: Alkuperäinen ja modifioitu Cam-Clay -myötöpinta p - q -tasossa /42/.

5.4. Alkujännitystila

5.4.1 Maan alkujännitystila /30, 38/

Epälineaariset materiaalmallit ovat jännitystilasta riippuvia materiaalmalleja. Näiden mallien soveltaminen elementtimenetelmässä vaatii etukäteen tunnetun tai lasketun alkujännitystilan. Alkujännitystilan vaikutus laskennassa kasvaa, kun muodonmuutostaso on pieni.

Alkujännitykset voidaan ottaa huomioon asettamalla maaelementteihin vaikuttamaan maakerrosten tilavuuspainoista aiheutuva tilavuusvoima. Alkujännitystila elementtimallissa voidaan yksinkertaisimmillaan määrittää vaakasuoralle maanpinnalle ja sileäreunaiselle diskretoidulle alueelle. Alkujännityksen arvot saadaan kaavoista:

$$\sigma'_{y0} = \gamma' h \quad (5.53)$$

$$\sigma'_{x0} = K_0 \gamma' h \quad (5.54)$$

missä

h = syvyys maanpinnasta
 γ' = tehokas tilavuuspaino
 K_0 = lepopaine kerroin.

Lepopaine kertoimen K_0 arvo saadaan kaavasta:

$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (5.55)$$

missä

ν' = tehokas Poissonin luku.

Maakerrosten tilavuuspainoista aiheutuvien tilavuusvoimien käyttö edellyttää, että $K_0 \leq 1$ ja että laskenta tehdään erillisenä simulointivaiheena, jonka päätyttyä siirtymät nollataan.

Geometrioiltaan vaikeammissa elementtimalleissa alkujännitystila voidaan määrittää laskemalla omasta painosta aiheutuva jännitystila elementtien integrointipisteissä kaavoilla 53 ja 54 sekä viemällä nämä arvot seuraavan laskentakierroksen lähtötiedoiksi. Tässä tapauksessa lepopaine kerroin voi olla suurempi kuin yksi ($K_0 > 1$).

Alkujännitystilan vaikutus kokonaisjännitystilaan saadaan tavallisesti superpositioperiaatteen avulla, jolloin alkujännitykset lisätään ulkoisesta tai sisäisestä kuormituksesta aiheutuviin lisäjännityksiin.

5.4.2 Vetolujitteen esijännitystila /14/

Lyhyt- sekä pitkäaikaisen kuormitustapauksen mallintaminen samoilla maaparametreilla ei ole mahdollista. Lyhytaikainen kuormitus vaatii maalta suljetun tilan parametreja ja pitkäaikainen kuormitus avoimen tilan parametreja. Nämä parametrit on mahdollista määrittää laboratorio-olosuhteissa kolmiakσιαalikoelaitteistolla. Avoimen tilan parametrit voidaan määrittää nk. hitaalla eli avoimella CD-kokeella (eng. "consolidated-drained"), jossa näyte ensin konsolidoidaan, minkä jälkeen se leikataan avoimissa olosuhteissa. Suljetun tilan parametrien määrittäminen onnistuu konsolidoidulla nopealla kokeella, CU-kokeella (eng. "consolidated undrained"), jossa näyte niin ikään ensin konsolidoidaan, mutta leikataan tämän jälkeen suljetuissa olosuhteissa.

Haluttaessa yhdistää pitkä- ja lyhytaikainen kuormitustapaus vetolujitteella täytyy pitkäaikaisen kuormituksen aiheuttamat jännitykset pystyä siirtämään esijännityksinä lyhytaikaiseen kuormitustapaukseen. Vetolujitteelle tulevat esijännitykset saadaan keskimäärin oikein ottamalla ne huomioon pitkäaikaisen kuormituksen tasoite-tuista elementtijännityksistä. Tasoitettu elementtijännitys on saatu aikaan interpoloimalla jännitykset kahden integroimispisteen välillä. Tasoitetun elementtijännityksen käyttäminen vetolujitteelle vastaa täten maan alkujännitystilan määrittämistä viimeiseksi mainitulla tavalla.

5.5 Maan ja vetolujitteen laskentaparametrit

5.5.1 Yleistä /30, 36/

Määritettäessä maan sekä vetolujitteen aiheuttamia jännityksiä ja muodonmuutoksia elementtimenetelmällä on materiaaleille annettava niiden mahdollisimman totuudenmukaista käyttäytymistä kuvaavia materiaaaliparametreja. Geoteknisissä sovellutuksissa yleisimmin vaadittavia kimmoisia maa- ja vetolujiteparametreja ovat:

- kimmomoduuli E [MN/m²],
- leikkausmoduuli G [MN/m²] ja
- Poissonin luku ν .

Tarvittavia plastisia maaparametreja ovat:

- dilataatiokulma Ψ [°],
- koheesio c [kN/m²],
- sisäinen kitkakulma ϕ [°] sekä
- plastinen venymä ε_n^p , $n = 1, 2, 3, \dots$

Muita laskentaohjelman vaatimia parametreja ovat:

- maan tilavuuspaino γ [kN/m³] sekä
- alkujännitystila-apusuure, maanpainenluku, K_0 .

5.5.2 Maaparametrit /2, 30, 36/

Maan *kimmomoduulilla* eli muodonmuutosmoduulilla tarkoitetaan deviatorisen jännityksen suhdetta puristuksen lisäykseen (kaava 56).

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{\Delta \varepsilon_1} \quad (5.56)$$

missä

E = muodonmuutosmoduuli [MN/m²]

q = deviatorinen jännitys [MN/m²]

ε_1 = puristuma, jossa on mukana sekä elastinen että plastinen muodonmuutos

Muodonmuutosmoduuli lasketaan siltä jännitysväliltä, mikä maapohjassa tapahtuu kuormitettaessa. Koheesiomaan muodonmuutosmoduuli määritetään esim. suljetulla kolmiaksiaalikoikkeella, puristuskokeella (arvio) tai painumahavainnoista. Tällöin saadaan suljetun tilan muodonmuutosmoduuli E_u . Kitkamaan muodonmuutosmoduulin määrittämiseen voidaan käyttää mm. suljettua kolmiaksiaalikoetta ja levykuormituskoetta. Tällöin saadaan avoimen tilan muodonmuutosmoduuli E_d .

Leikkausmoduuli G on määritetty muodonmuutosmoduulin E ja Poissonin luvun ν avulla kaavalla:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.57)$$

Poissonin luvulla ν tarkoitetaan jännityksen σ_1 aiheuttamien vastakaissuuntaisten muodonmuutosten suhdetta (kaava 58).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (5.58)$$

missä

ε_1 = jännityksen σ_1 aiheuttama puristuma σ_1 -suunnassa.

ε_2 = jännityksen σ_1 aiheuttama puristuma jännitystä σ_1 vastaan kohtisuorassa olevassa suunnassa.

Poissonin lukua ν on arvioitu sisäisen kitkakulman (ϕ) avulla likiärvokaavalla:

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2} \quad (5.59)$$

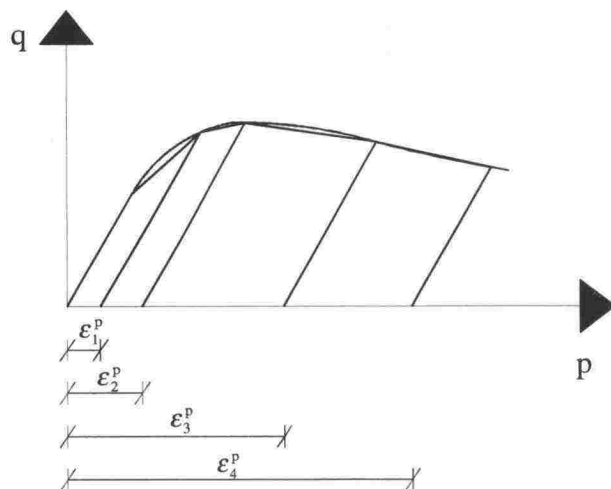
Maan tilavuuspainolla γ tarkoitetaan tilavuusyksikön suuruista maaperään kohdistuvaa painovoimaa.

Sisäinen kitka ϕ aiheutuu maarakeiden välisestä hankauksesta, ja se muodostuu normaalin kitkan tapaan kitkapinnassa vaikuttavan normaalijännityksen (σ) ja kitkakulman tulona. Tarkemmin kitkaa on käsitelty luvussa 2.

Koheesio c aiheutuu maahiukkasten välisistä kiinnevoimista sekä myös mineraalihiukkasia ympäröivien vesivaippojen ja itse hiukkasten välisistä sähköstaattisista voimista. Koheesioon vaikuttavat eniten maan rakeisuus ja vesipitoisuus. Kitkamaalajien jännitys-muodonmuutos-käyttäytymistä mallinnettaessa koheesion arvoksi täytyy usein laskennallisista syistä käyttää arvoa $c \geq 1 \text{ kN/m}^2$.

Dilataatiokulmalla ψ tarkoitetaan tilavuudenmuutosnopeutta kulloinkin käytettävässä koordinaatistossa. Dilataatiokulmaa ψ tarvitaan mallintamaan maaperässä tapahtuvaa palautumatonta muodonmuutosta. Elementtimenetelmää soveltavien laskentaohjelmien yhteydessä dilataatiokulmaa ei yleensä määritetä tarkasti, vaan sen arvona käytetään usein karkeatakin likiarvoa. Esimerkiksi ohjelmassa *Plaxis* sen suuruusluokaksi suositellaan lukua $\psi = \phi - 30^\circ$. Dilataatiota ja dilataatiokulmaa on käsitelty tarkemmin kappaleessa 2.3.

Plastisella venymällä ε_n^p (kuva 14) määritetään maan sekä vetolujitteen myötölujenemista tai -pehmenemistä. Plastinen venymä lasketaan summaamalla kaikki edelliset plastiset venymäinkrementit yhteen. Plastinen venymä saadaan kokonaisvenymästä vähentämällä kimmoisen venymä.



Kuva 5.14: Plastisen venymän ε_n^p määrittäminen p - q -koordinaatistossa.

5.5.3 Vetolujitteen parametrit /25/

Vetolujitteen kimmomoduulilla ymmärretään σ - ε -kuvaajan kulmakerrointa. Kulmakerroin voidaan lausua kaavalla:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (5.60)$$

missä

σ = vetolujitteen normaaliännitys vetosuuntaan

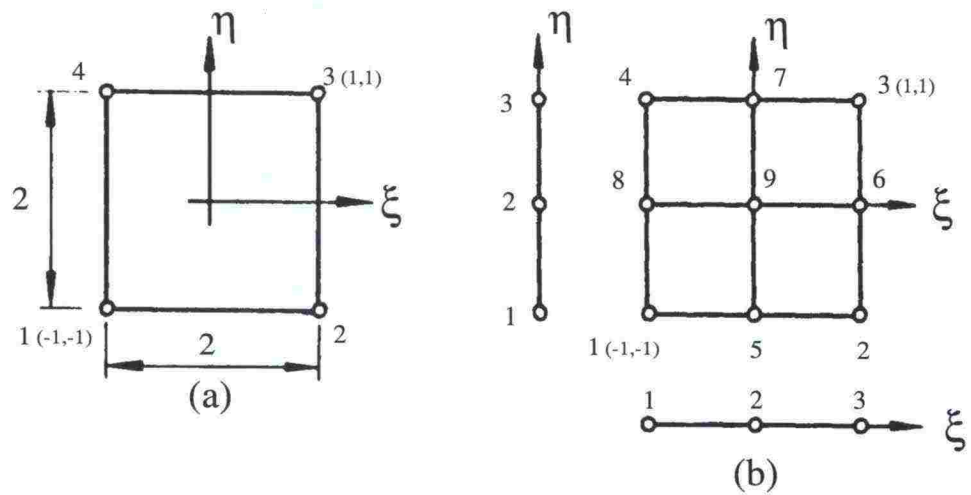
ε = vetolujitteen venymä vetosuuntaan

Vetolujitteen muut kimmoiset parametrit, leikkausmoduuli G ja Poissonin luku ν , määritellään samalla tavalla kuin kappaleessa 5.5.2 määritellyt maan vastaavat parametrit. Vetolujitteen plastisen venymän määrittäminen käy myös samalla analogialla kuin maan vastaava.

5.6 Elementtityypit ja -verkot

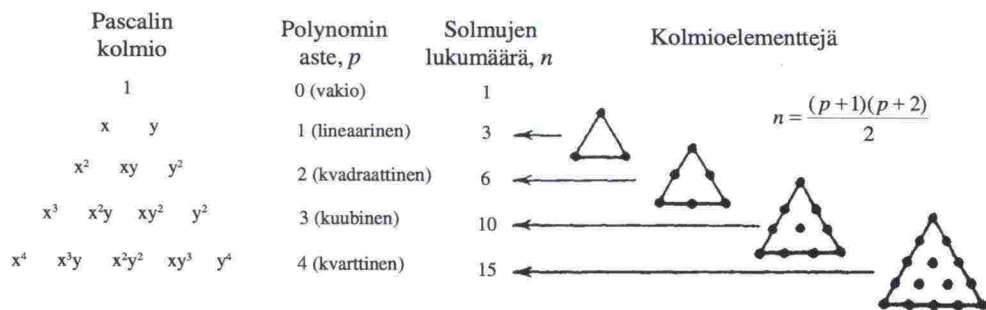
5.6.1 Maan tasomallinnukseen käytettävistä elementeistä /16, 24/

Tasomallinnuksessa maamateriaalia on mahdollista mallintaa kolmio- ja/tai nelikulmioelementeillä, joilta vaaditaan vain siirtymiä u_x ja u_y . Elementtien solmujen lukumäärän ja sijainnin mukaan voidaan puhua erityyppisistä ja -asteisista elementeistä. Elementin asteella tarkoitetaan interpolaatiofunktion astetta. Tyypillisiä mallinnuksessa käytettäviä neliöelementtejä ovat bilineaarinen ja bikvaadraattinen neliöelementti (kuva 15).



Kuva 5.15: (a) Bilineaarinen ja (b) bikvadraattinen neliöelementti luonnollisessa eli ξ - η -koordinaatistossa. Kuvista käy ilmi myös solmujen numerointijärjestys/24/.

Kolmioelementeistä tavallisimpia ovat myös lineaarinen ja kvadraattinen elementti. Eriasteisia kolmioelementtejä ja niiden solmujen sijaintia voidaan havainnollistaa kuvalla 16.

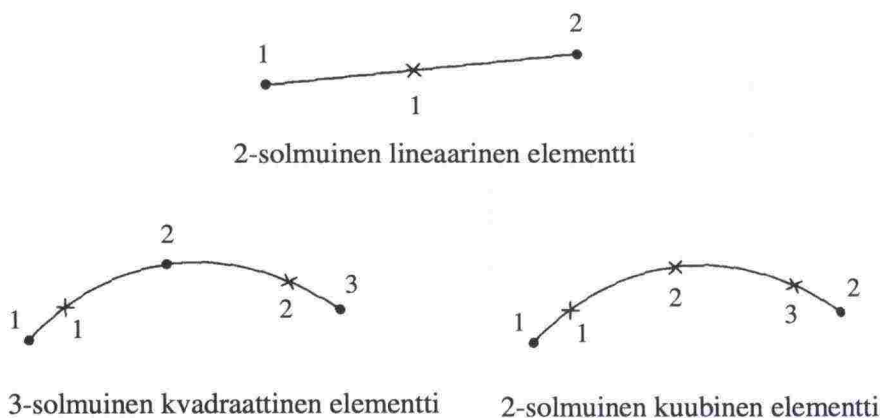


Kuva 5.16: Lagrangen-tyyppisen kolmioelementin interpolaatio ja solmukonfiguraatio /16/.

Tavallisimpia elementtityyppejä ovat mm. Lagrangen- ja Serendip-tyyppiset elementit. Serendip-tyyppiset elementit eroavat Lagrangen-tyyppisistä elementeistä sisäsolmujen puuttumisella.

5.6.2 Vetolujitteen mallintamiseen käytettävistä elementeistä /2, 16/

Vetolujitteen mallintaminen 2-ulotteisen penkereen tapauksessa onnistuu parhaiten käyttämällä 1-ulotteisia elementtejä kuten palkkielementtejä. Palkkielementit, kuten 2-D-kolmio- ja nelikulmioelementitkin, voidaan jakaa eriasteisiin elementteihin interpolaatiofunktion asteesta riippuen. Kiertymän huomioon ottaminen palkkielementillä vaatii interpolaatiofunktion jatkuvuutta siirryttäessä yli elementtien rajapintojen. Tällaisten elementtien interpolaatiofunktio on kätevää käyttää nk. Hermiten interpolaatiopolynomia. Astetta n oleva Hermiten polynomi $H^n(\xi)$ on ξ suhteen astetta $2n+1$ oleva polynomi, jonka derivaatat astelukuun n saakka ovat jatkuvia. Taipuman v elementti-interpolaatio vaatii kolmatta astetta olevia polynomeja, jolloin Hermiten polynomi saa asteluvun yksi. Tällaista elementti-interpolaation jatkuvuutta kutsutaan C_1 -jatkuvuudeksi, mitä vaaditaan jotta elementin taipuma ja kiertymä voitaisiin ratkaista. Pelkkien siirtymien ratkaiseminen vaatii interpolaatiofunktiolta ensimmäistä astetta. Erilaisia palkkielementtejä on esitetty kuvassa 17.



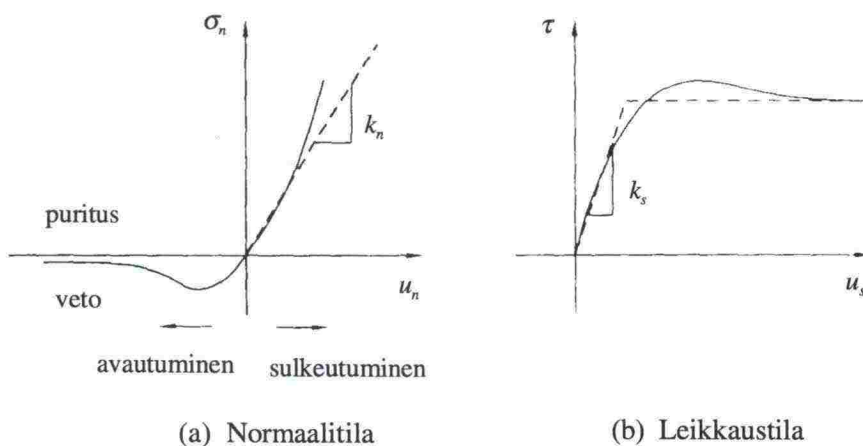
Kuva 5.17: Esimerkki erilaisista palkkielementeistä. Elementin yläpuolella olevat numerot tarkoittavat solmunumerointia ja alapuolella olevat integroimispisteitä /2/.

Palkkielementit voidaan jakaa myös kykyyn ottaa huomioon palkin leikkausmuodonmuutos. Euler – Bernoulli -palkilla perusolettamukseen kuuluu, että poikittainen leikkausmuodonmuutos on merkityksetön. Tämän takia se sopii ohuille palkeille erittäin hyvin. Timoshenko -palkkimalli ottaa huomioon leikkausmuodonmuutoksen. Malli soveltuu ainoastaan pituuteen nähden huomattavan paksuille palkeille.

5.6.3 Maan ja vetolujitteen yhteistoimintaan vaikuttavista elementeistä /2, 23, 30/

Vetolujitteen todellisen käyttäytymisen mallintaminen kuormituksen alaisessa maassa vaatii yleensä maa- ja vetoelementtien väliin sijoitettavia ohuita rajapintaelementtejä. Näitä rajapintaelementtejä kutsutaan interface-elementeiksi. Interface-elementit voidaan jakaa kahteen pääryhmään niiden paksuuksien mukaan. Ensimmäistä, nykyisinkin yleisintä, interface-elementtiä edustaa niin kutsuttu nolla-paksuuskainen elementti. Elementin numeeriset ongelmat syntyvät, kun sen jäykkyysmatriisin lävistäjäalkiot ovat erittäin pieniä tai lävistäjän ulkopuoliset alkio ovat erittäin suuria. Uudempaa versiota edustaa paksuudeltaan ohut interface-elementti. Tämä elementti toimii pääsääntöisesti kuten "solidi"-elementti suurella elementin paksuudella. Toisaalta liian pienellä elementin paksuudella alkaa esiintyä laskennallisia ongelmia. Sopivana elementin pituus/paksuus-suhteena voidaan pitää 10 – 100.

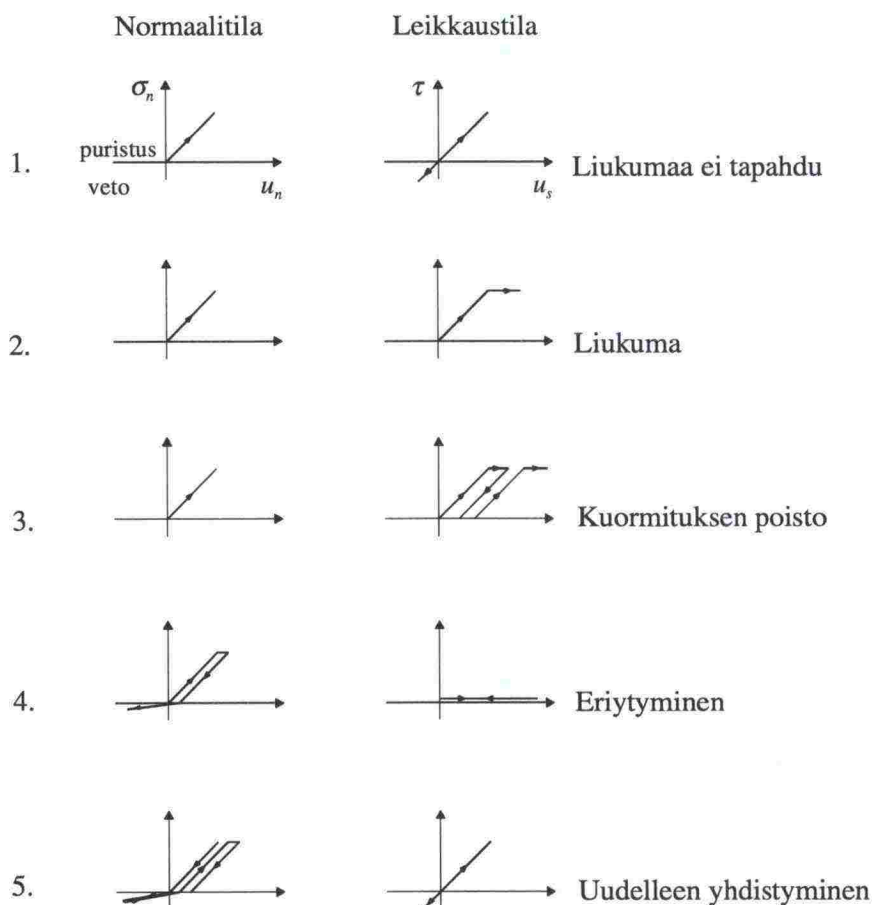
Interface-elementin ja maan välinen toimintamekanismi voidaan jakaa normaali- ja leikkausjännityksen aiheuttamaan. Näitä toimintoja voidaan idealisoida kuvalla 18, missä havaitaan interface- ja maa-elementin kolme perustoiminta-ajatusta. Puhtaan leikkausjännityksen alaisuudessa rajapinta on sulkeutunut ja liukumaa esiintyy tietyllä leikkausjännityksen raja-arvolla. Puhtaan normaalijännityksen alaisuudessa rajapinta on sulkeutunut puristavalla jännityksellä ja avautunut vetävällä jännityksellä. Kuvan 18 idealisoituja normaali- ja leikkausjäykkyyksiä on merkitty k_n ja k_s .



Kuva 5.18: Maan ja rakenteen yhteistoiminta rajapinnalla /23/.

Interface-elementin toimintatilat voidaan yleensä jakaa viiteen eri tapaukseen (kuva 19):

1. Liukumaa ei tapahdu. Elementti käyttäytyy elastisesti normaali jäykkyydellä k_n ja leikkausjäykkyydellä k_s .
2. Liukuma on mahdollista. Leikkausjännitys on saavuttanut raja-arvon, ja liukuma on mahdollista, jolloin leikkausjäykkyys k_s on erittäin alhainen.
3. Kuormituksen poistuminen. Kuormituksen poiston yhteydessä leikkausjäykkyys k_s saavuttaa alkuperäisen arvonsa.
4. Eriytyminen (avautuminen). Normaali jännitys muuttuu puristuksesta vedoksi, jolloin normaali jäykkyys k_n saavuttaa alhaisen arvon. Leikkausjännitys ja -jäykkyys k_s ovat erittäin alhaisia myös tällöin.
5. Uudelleen yhdistyminen. Normaali jännitys muuttuu uudelleen vedosta puristukseksi saavuttaen alkupe-
räiset normaali- k_n ja leikkausjäykkyydet k_s .

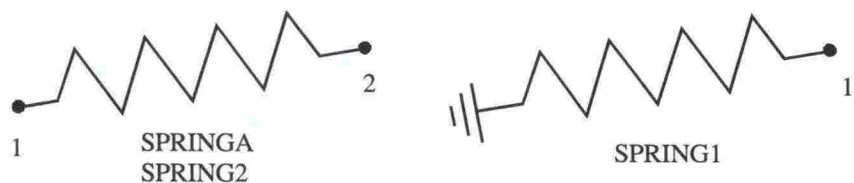


Kuva 5.19: Interface-elementin toiminta (muodonmuutos) -tilat /23/.

Interface-elementin toimintatiloja 1–3 kutsutaan leikkaustiloiksi, koska elementti on koko ajan puristettuna. Toimintatiloja 4 ja 5 kutsutaan vastaavasti normaalitiloiksi.

Interface-elementit mahdollistavat mm. kitkan huomioonottamisen mallissa. Laskennallisesti interface-elementeilla voidaan pehmentää elementtien käyttäytymiseroja (siirtymiä ja muodonmuutoksia) pinoissa, joissa erilaisia materiaalityyppejä mallintavilla elementeillä on yhteisiä solmuja. Perusedellytys interface-elementin toiminnalle on jatkuvat, ei terävät, pinnat.

Interface-elementit eivät kuitenkaan aina toimi mallin ollessa vaikea. Esim. useamman kuin yhden interface-elementin sijoittuessa fyysisesti samaan pisteeseen ja/tai interface-elementin ollessa kahden huomattavasti erilaisen jäykkyyden omaavan kappaleen välissä. Tällöin maan ja vetolujitteen yhteistoimintaa on mallinnettava korvaavilla elementeillä. Tällaisiksi elementeiksi sopivat jousielementit (kuva 20). Jousien avulla mallinnetussa mallissa maan ja vetoelementin kitka saadaan ilmaistua jousivakion avulla. Jousien käyttäminen parantaa mallin konvergointinopeutta verrattuna interface-elementeilla mallinnettuun laskentamalliin.

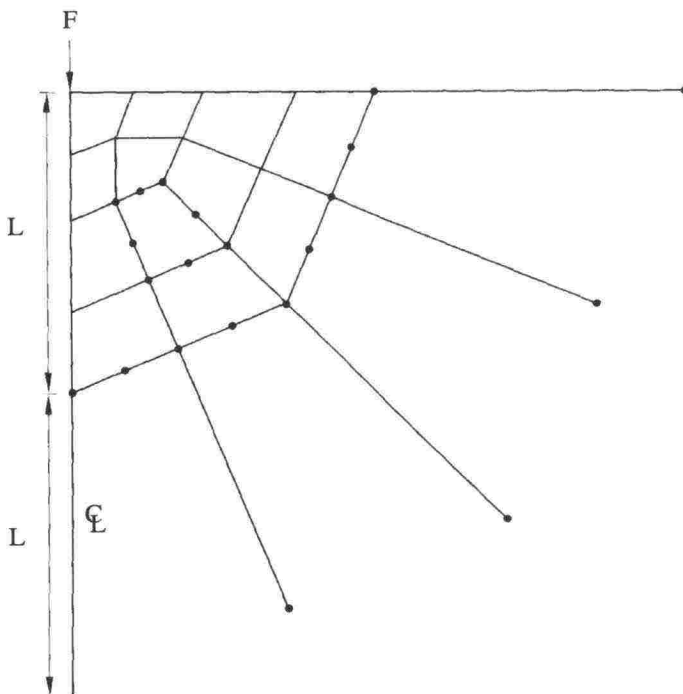


Kuva 5.20: Esimerkki ABAQUS-laskentaohjelman elementtikirjastosta löytyvistä jousielementtimalleista /2/.

5.6.4 Elementtiverkoista /2, 24, 30/

Koko mallia käsittävää elementtijoukkoa kutsutaan elementtiverkoksi. Maapohjaa mallintavan elementtiverkon täytyy ulottua tarpeeksi kauas, että maapohjaa kuormitettaessa syntyvät jännitykset (tai muodonmuutokset) ehtivät tasaantua ennen mallin reunoja. Tällöin verkon reunojen tuenta ei pääse vaikuttamaan tuloksiin ja malli toimii tuennallisesti kuten todellinen malli.

Elementtiverkkojen laidoilla voidaan käyttää erityisiä rajaelementtityyppejä, jotka kuvaavat mallin jatkumista yli laitepisteiden asettamien fyysisten rajojen (kuva 21). Näiden elementtien alueella jännitykset ja siirtymät "tasaantuvat" samalla tavalla kuin äärettömyyteen jatkuvassa elementtiverkossa. Rajapintaelementit toimivat kimmosella alueella, ja niille ei voida antaa elementtikuormituksia.



Kuva 5.21: Pistekuorma elastisessa puoliavaruudessa /2/.

5.6.5 Elementtimenetelmän tarkkuudesta /16, 30/

Elementtimenetelmän antaman tuloksen tarkkuus riippuu käytettävistä elementtityypeistä, elementtien vapausasteiden lukumäärästä, elementtiverkon tiheydestä ja muodosta, verkon reunaehdoista ja materiaaliparametreista. Elementtimenetelmän kehityksen alkuvaiheessa käytettiin alhaista astetta olevia polynomeja ja ratkaisun tarkentaminen tapahtui verkkoa hienontamalla eli tihentämällä. Tätä menetelmää kutsutaan elementtimenetelmän h -versioksi, ja se on nykyisinkin hallitseva elementtimenetelmäversio. Modernimpaa tapaa edustaa elementtimenetelmän p -versio, jossa elementtilukumäärä pidetään vakiona, usein melko pienenä, ja korottamalla interpolaation astetta saavutetaan numeerisen ratkaisun tarkentuminen. Ratkaisufunktion ollessa sileä saavutetaan p -versiolla optimaaliset suppenemisominaisuudet. Funktion sileydellä tarkoitetaan sitä, kuinka monta derivointia siihen voidaan kohdistaa, jotta tulos olisi vielä neliöintegroituva (kaava 61).

$$\int_0^L \left(\frac{d^r u}{dx^r} \right) dx < \infty \quad (5.61)$$

Kaavassa 61 funktio u on r kertaa neliöintegroituvasti derivoituva. Yhdistämällä h - ja p -versiot saadaan suppeneminen aikaan sekä hienontamalla verkkoa että korottamalla interpolaatiopolynomin astetta. Tällöin puhutaan hp -versiosta. Eri versioiden suorituskyvyn vertaileminen on vaikeaa, sillä yhteismitallisten argumenttien löytäminen on hankalaa.

6 KÄYTTÖTILAMITOITUS

6.1 Käyttötilamitoituksen määrittäminen vetolujitteilla vahvistetuille tiepenkereille /1, 20, 28, 29/

Käyttörajaatilalla tarkoitetaan sitä rakenteen tilaa, josta kuormituksen arvo ei voi nousta ilman, että syntyvät muodonmuutokset asettavat rajoituksia rakenteen käytölle tai lyhentävät rakenteen suunniteltua käyttöikää. Tämä käyttökelpoisuuden menetys voi aiheutua rakenteessa itsessään tapahtuneesta muutoksesta tai rakenteen muille siihen tukeutuville tai liittyville rakenteille tai liikenteelle aiheuttamasta häiriöstä. Käyttörajaatilatarkasteluilla osoitetaan, että rakenne tavallisissa olosuhteissa yleensä esiintyvän kuormituksen alaisena täyttää sille asetetun tehtävän koko suunnitellun käyttöajan. Tämän takia käyttörajaatilatarkasteluissa on otettava huomioon yleensä pitkäaikaiskuormitukset ympäristötekijöineen.

Painumarajatilassa penkereen päällysrakenne ja/tai pohjamaa painuu niin paljon, että rakenne aiheuttaa häiriötä rakenteeseen tukeutuvien tai liittyvien rakenteiden toiminnalle. Tiepenger saattaa painua myös niin paljon, että pengeri ei ole tarpeeksi ympäröivää maan pintaa korkeammalla. Tällöin sade- ja sulamisvedet saattavat haitata liikennettä, ja tien talvikunnossapito vaikeutuu. Päällysrakenteen rakennekerrokseen päässyt vesi voi aiheuttaa routanousuja ja tätä kautta rikkoo ja löyhdyttää rakennetta. Penkereen painumat ovat yleensä epätasaisia, jolloin ne aiheuttavat lähinnä epämukavuutta ajamiseen. Epätasaiset painumat ovat myös liikenneturvallisuusriski.

Kaltevuudenmuutosrajatilassa pengeri painuu epätasaisesti, jolloin se aiheuttaa ongelmia sade- ja sulamisvesien poistumiseen tien pinnalta. Kaltevuudenmuutos- ja painumarajatilan raja-arvoja esitetään kappaleessa 7.1.6.1 olevissa taulukoissa 7.5 a ja b.

Halkeamarajatilassa halkeamien muodostuminen yleensä tai niiden suuruus aiheuttaa rakenteen käyttökelpoisuuden menettämisen tai esimerkiksi betonisten päällysrakenteiden tapauksissa terästen korrosiovaaran takia käyttöajan alenemisen. Asfalttipäällysteiden osalta raja-arvoja ei ole määritetty, eikä asfaltin halkeilua oteta täten huomioon suunnittelussa. Betonin halkeilulle on annettu raja-arvot rakennusmääräyskokoelman osassa B4. Halkeaman ominaisleveyden maksimiarvot ympäristöluokittain esitetään taulukossa 1.

Ympäristöluokka ¹⁾	Korroosioherkkä raudoitus ²⁾	Muu raudoitus
Y1 Vaikeat olosuhteet	a) ja b) Vetojännitysraja-tila	a) $W_k \leq 0,1 \text{ mm}$ b) $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$
Y2 Tavalliset olosuhteet	a) Vetojännitysraja-tila b) $W_k \leq 0,1 \text{ mm}$	a) $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$ b) $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
Y3 Helpot olosuhteet	a) $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$ b) $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$	

¹⁾ ympäristöolosuhteet on määritelty RakMK B4 kohdassa 4.1.1.2.

²⁾ Korroosioherkkäraudoitus on määritelty RakMK B4 kohdassa 4.1.2.1.

Taulukko 6.1: Betonin maksimihalkeamaleveydet /29/.

Taulukossa 1 esiintyvä a) tarkoittaa vaatimusta pitkäaikaiskuormilla ja b) vaatimusta lyhytaikaisilla kuormilla. Tien kulutuskerroksen osalta voidaan olettaa ympäristöluokan olevan aina Y1.

Jännitysraja-tilassa nousee rakenteen jännitys käyttötilan kannalta liian suureksi. Syitä jännitysten rajoittamiseen ovat lähinnä suurten, plastisten muodonmuutosten välttäminen. Vetolujitteiden osalta ei ole määritelty jännitysraja-tilaa, mutta selvän myötörajan omaavilla lujitteilla myötöraja on hyvä kriteeri.

Venymäraja-tilassa rakenteen venymät nousevat käyttötilan kannalta liian suuriksi. Perinteisesti vetolujitteita on arvosteltu venymien avulla käyttötilamitoituksessa. Lähteessä /1/ on annettu lähinnä polymeereistä valmistetuille vahvisteille venymän raja-arvoksi 5 %. Tähän raja-arvoon on syytä suhtautua erittäin suurella varauksella, sillä tiivis suodatinkerros menettää kantavuutta jo 0,5 % venymillä. Tämä kantavuuden menetys tapahtuu vetolujitteen lähellä sen ylä- ja alapuolisessa maakerroksessa. Asfaltin venymäraja-arvot ovat suuresti lämpötilasta riippuvaisia. Näitä raja-arvoja esitetään kapaleessa 7.1.6.1.

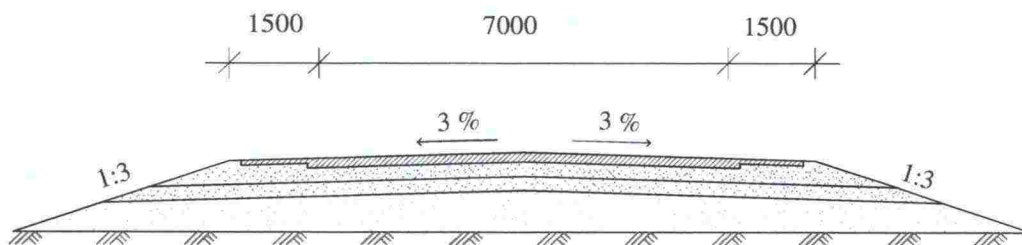
Liukumara-tilassa maa pääsee liukumaan vetolujitteen suhteen. Liukumalle ei ole annettu raja-arvoa, mutta oletuksena voidaan pitää nolla-liukumaa maksimijännityksen mobilisoimiseksi tapahtuvan liukuman jälkeen.

7 PENKEREIDEN MALLINNUS JA TULOKSET

7.1 Korkealuokkainen tiepenger pehmeiköllä

7.1.1 Penkereen päällysrakenne

Korkealuokkaista tiepengertä pehmeiköllä edustaa avoin poikkileikkaus 10/7 (kuva 1). Poikkileikkauksen pinnan leveys on 10 m ja ajoradanleveys 7 m. Penkereen sivuttaiskaltevuus on 3 % ja luiskien kaltevuuksiksi on valittu 1:3.



Kuva 7.1: Poikkileikkaus 10/7 ja sen päämitat.

Päällysrakenteen rakennekerrokset ja niiden paksuudet ovat taulukon 1 mukaisia.

Rakennekerros	Materiaali	Paksuus
Päällystevara	1 asfalttibetoni	170 mm
Kantava kerros	Kalliomurske	250 mm
Jakava kerros	Soramoreeni	250 mm
Suodatinkerros	Hiekka	500 – 716 mm
Koko paksuus:		1170 – 1386 mm

Taulukko 7.1 Poikkileikkaus 10/7 rakennekerrokset ja niiden paksuudet.

Suodatinkerroksen paksuus on suurimmillaan tien tasausviivan kohdalla ja pienimmillään tien reunalla. Päällystevara on ohennettu ajoradan ulkopuolella 170 mm → 90 mm. Päällysrakenteen materiaalien tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia on lueteltu taulukossa 2. Maamateriaalien kimmomoduulit ovat jännityksestä riippuvaisia. Avoimen tilan kimmomoduulit on laskettu ottaen huomioon maa-massan omasta painosta sekä tiivistämisestä syntyvät jännitykset. Suljetun tilan kimmomoduuleina käytetään Tielaitoksen julkaisussa Tien suunnittelu, osa IV Tien rakenne /47/ antamia kimmomoduulin arvoja.

Materiaali	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Huippukitka- kulma ϕ [°]	Kimmomo- duuli E [MPa] avoin tila	Kimmomo- duuli E [MPa] sul- jettu tila
Asfalttibetoni	21		1000	1000
Kalliomurske	21	50,1	8,571	280
Soramurske	20	43,4	4,339	200
Hiekka	18	45,4	5,714	70

Taulukko 7.2: Poikkileikkaus 10/7 päällysrakenteen rakennekerrosten tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia.

Avoimen tilan kimmomoduulin määrittäminen onnistuu, kun tiedetään maapartikkelia ympäröivä paine eli sellipaine = σ_3 . Tällöin voidaan kolmiaksiaalikokeen kuvaajasta määrittää maksimi leikkausjännitys τ . Pystyjännitys σ_1 saadaan kertomalla leikkausjännitys kahdella eli $\sigma_1 = 2\tau$. Tämä mahdollistaa kimmomoduulin E_1 määrittämisen Hooken lakia hyväksikäyttäen eli:

$$E_1 = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (7.1)$$

Maapartikkelia sivulta ympäröivän maanpaineen ollessa tuntematon voidaan σ_3 määrittää Koskisen /15/ mukaan kaavalla 2.

$$\sigma_3 = \sigma_v \left(1 - \frac{2}{3} \sin \phi_p\right) \quad (7.2)$$

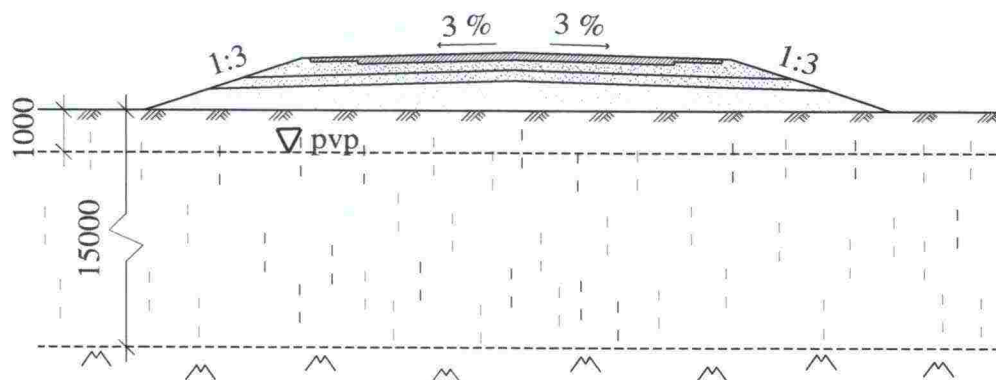
missä σ_v merkitsee yläpuolisen maamassan aiheuttamaa pystyjännitystä ja ϕ_p maan huippukitkakulmaa.

Avoimen tilan kimmomoduulien määrittämisessä käytetyt kolmiaksiaalikokeen tulosteet on esitetty liitteessä 3. Taulukossa 2 ei ole esitetty dilataatiokulmaa, sillä penkereen mallintamisessa ei ole käytetty materiaalmallia, joka tarvitsisi dilataatiokulmaa.

Päällysrakenteelle saadut kimmomoduulit ovat suurempia kuin pelkästä maan omasta painosta lasketut kimmomoduulien arvot. Tämä johtuu maan tiivistämisen aiheuttamista horisontaalisten jäännös-jännitysten kasvusta. Lähteen /49/ mukaan tiepenkereen tiivistämisestä aiheutuvat horisontaaliset jäännös-jännitykset saavuttavat maksimissaan 40 kPa 0,15 m syvyydellä maan pinnasta, kun tiivistämiseen käytetty vertikaalinen jännitys on 420 kPa.

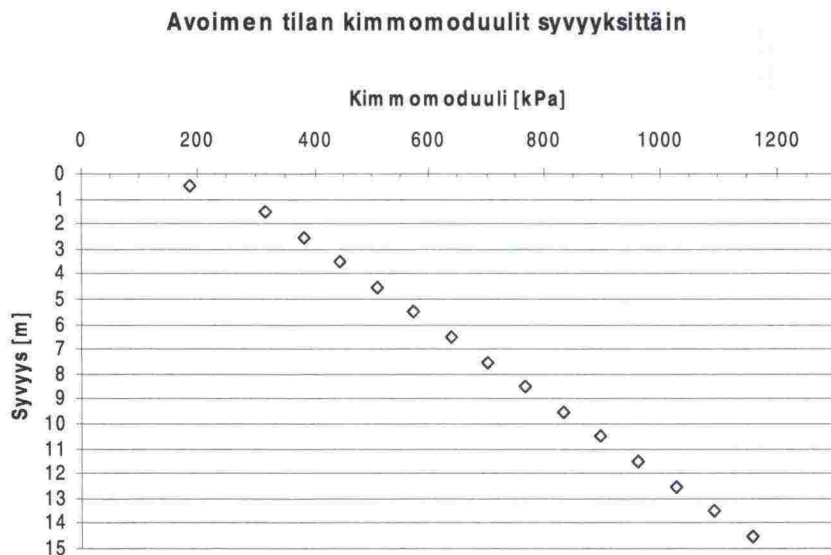
7.1.2 Penkereen pohjamaa

Poikkileikkauksen pohjamaavaihtoehtoina on käytetty kolmea erilaista savikkoa. Ensimmäisessä vaihtoehdossa savikon syvyytenä on 15 m ja sen alla on tiivis moreeni (kuva 2). Kuvan 2 tapauksessa ei ole kuivakuorta ja oletettu pohjavedenpinta on metrin syvyydellä maan pinnasta.



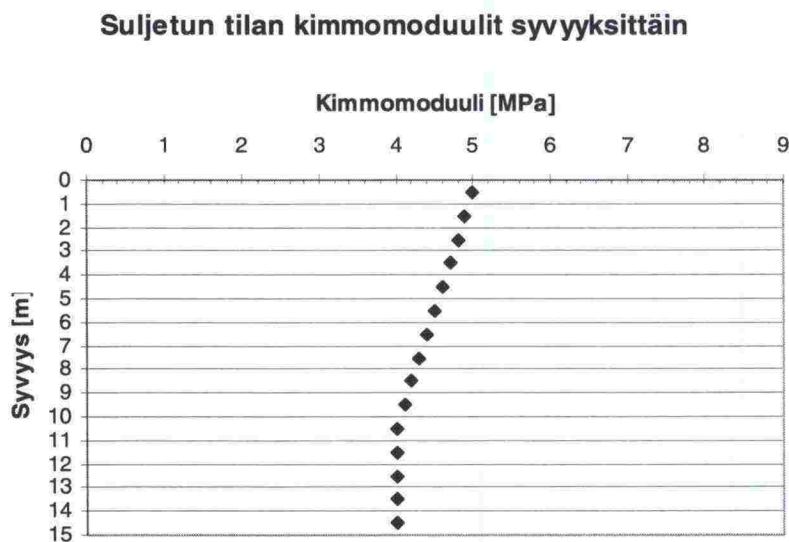
Kuva 7.2: Poikkileikkaus 10/7 pohjamaavaihtoehto 1: 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Kuvan 2 saven tilavuuspaino $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ sekä tehokas kitkakulma $\phi_p = 20^\circ$. Saven suljetuksi leikkauslujuudeksi on annettu 20 kPa ja Poissonin luvuksi 0,37. Saven kimmomoduulien määrittämiseen avoimessa tilassa on käytetty niin sanottua sekanttimoduulimenetelmää. Menetelmää on kuvattu tarkemmin liitteessä 1. Saven avoimen tilan kimmomoduulit on määritetty metrin korkuisille kerroksille, ja ne ovat keskimäärin oikein kerroksen puolella välissä. Kuvassa 3 on esitetty kimmomoduulien arvot eri syvyyksissä. Kimmomoduulien laskenta on esitetty taulukoittain liitteessä 2.



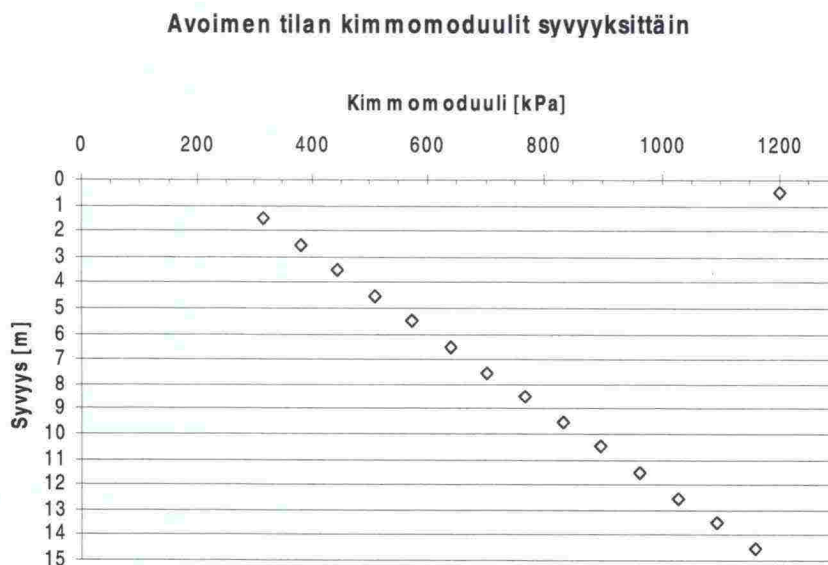
Kuva 7.3: 15 m syvän saven avoimen tilan kimmomoduulit syvyyksittäin.

15 m syvän saven suljetun tilan kimmomoduulit on määritelty kokeusperäisesti. Nämä kimmomoduulien arvot on esitetty kuvassa 4.

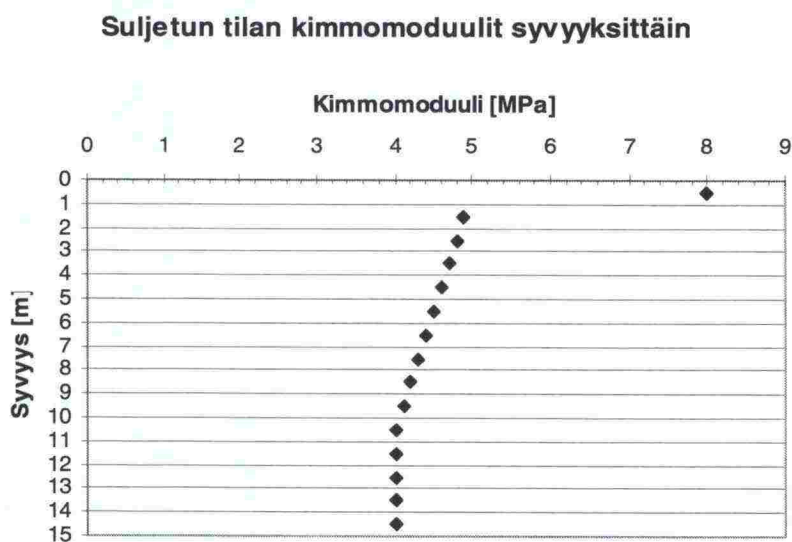


Kuva 7.4: 15 m syvän saven suljetun tilan kimmomoduulit syvyyksittäin.

Toisena pohjamaavaihtoehtona on 15 m syvä savikko, jolla on metrin paksuinen kuivakuorikerros (kuva 1). Pohjavedenpinta on heti kuivakuorikerroksen alla. Savikerroksen alla on tiivis moreeni. Saven tilavuuspaino, tehokas kitkakulma ja Poissonin luku ovat samansuuruiset kuin ilman kuivakuorta olleessa vaihtoehdossa. Kuivakuoren osalta suljettuna leikkauslujuutena pidetään 100 kPa. Kuvassa 5 on esitetty avoimen tilan kimmomoduulit syvyyksittäin.

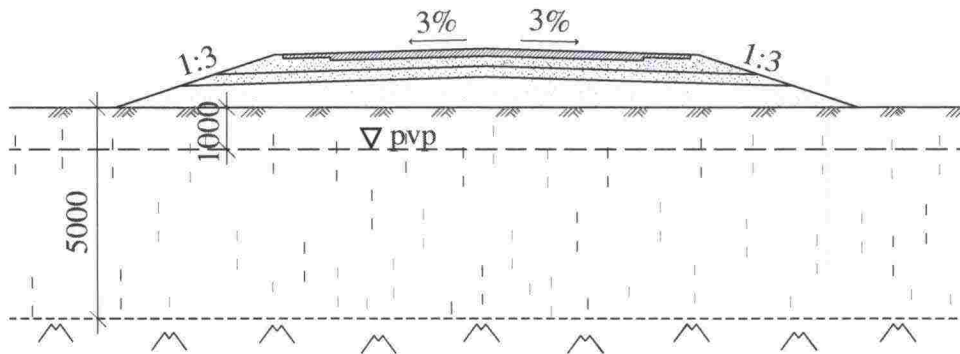


Kuva 5 eroaa kuvasta 3 vain kuivakuoren suuremman kimmomoduulin osalta. Syvyyksillä 2 – 15 m kimmomoduulien arvot ovat samat. Suljetun tilan kimmomoduulien arvot on esitetty kuvassa 6. Tässäkin tapauksessa kimmomoduulien arvot muuttuvat vain kuivakuoren osalta.



Kuva 7.5: 15 m syvän kuivakuorisen saven suljetun tilan kimmomoduulit syvyyksittäin.

Kolmantena pohjamaavaihtoehtona on 5 m syvä savikko ilman kuivakuorta, jossa pohjavedenpinta on 1 m syvyydessä (kuva 6).

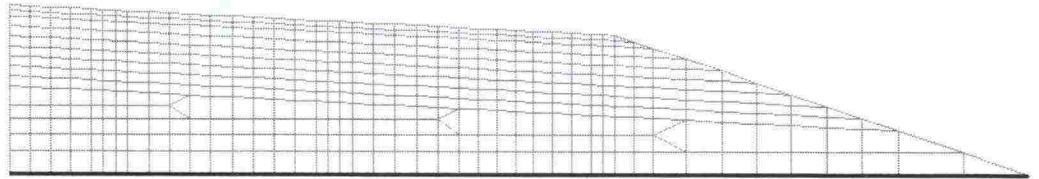


Kuva 7.6: Poikkileikkaus 10/7 pohjamaavaihtoehto 3: 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Kuvassa 6 oleva 5 m savikko on käytännössä samanlainen kuin 15 m savikko ilman kuivakuorta, jonka moreenin pintaa on nostettu 10 m ylöspäin. 15 m savikon parametrit ovat myös samoja kuin kuvan 6 saven. Kimmomoduulien osalta voidaan käyttää samoja arvoja kuin kuvissa 3 ja 4 syvyyksiltä 1 – 5 m.

7.1.3 Penkereen 2-D FE-malli

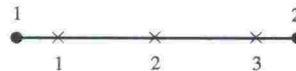
Penkereen päällys- ja alusrakenteen mallinnuksessa on pyritty yksinkertaiseen malliin, joka kuitenkin mahdollistaa tutkimuksen kannalta tarpeellisen laskentatarkkuuden. Tutkittavien penkereiden ollessa symmetrisiä voidaan FE-malliksi valita penkereen puolikas (kuva 7). Symmetrian hyväksikäytön haittapuoli on epäsymmetristen kuormitusten, kuten liikennekuormitus toisinaan, mallintaminen. Tutkittavien penkereiden tapauksissa symmetrian tuoma hyöty on huomattavasti suurempi kuin mahdollisen epäsymmetrisen liikennekuormituksen tutkiminen ja siitä saatava hyöty. Penkereen päällysrakenteen mallinnuksessa on käytetty sekä neliö- että kolmio elementtejä. Kuvan 7 elementit ovat alhaista astetta olevia lineaarisia kolmioelementtejä ja bilineaarisia neliöelementtejä. Nämä elementit mahdollistavat suhteellisen lyhyen prosessointiajan. Prosessointiajalla on merkitystä, kun joudutaan laskemaan useita eri laskentakertoja. Korkealuokkaisen tiepenkereen laskentamallissa on maksimissaan 3153 elementtiä. Tähän lukuun sisältyvät myös kaikki jou-sielementit, kuten kitka- ja virtuaalijouset. Virtuaalijousien tarkoituksena on pitää mallin jäykkyysmatriisin numeroarvot ohjelman laskentatarkkuuden sisällä.



Kuva 7.7: Penkereen 10/7 päällysrakenteen elementtiverkko sekä penkereeseen asennettavan vetolujitteen sijainti.

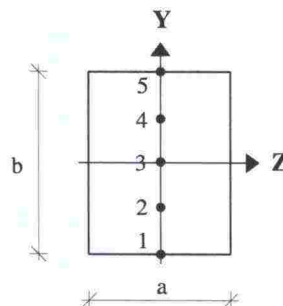
FE -mallin kokoa voidaan kuvata DOF -luvulla. DOF (Degree Of Freedom) -luvulla tarkoitetaan mallin vapausasteiden lukumäärää. Esimerkiksi nelisolmuisen neliöelementin, joka saa siirtymiä x ja y suuntaan ilman kiertymisen mahdollisuutta, vapausasteiden lukumäärä on 8. Tässä penkereen tapauksessa DOF -luku on 6461. ABAQUS lisää DOF -lukuun automaattisesti mahdolliset Lagrangen kertojamuuttujat. Lagrangen kertojamuuttujat ovat FE -ohjelman tuottamia sisäisiä muuttujia.

Vetolujitteen mallintamiseen on käytetty 1-ulotteista palkkielementtiä. Elementti on 2-solmuinen ja pitkittäissuunnassa kolmella integroimispisteellä varustettu elementti (kuva 8).



Kuva 7.8: 2-solmuisen kuubisen palkkielementin solmu- ja integroimispisteiden numerointi.

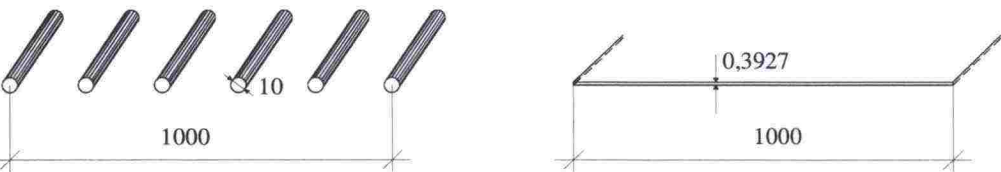
Poikkileikatussa palkkielementissä on pystysuunnassa viisi integroimispistettä (kuva 9). Tämä mahdollistaa taivutuksen aiheuttamien veto- ja puristusjäännitysten erittäin tarkan huomioon ottamisen.



Kuva 7.9: X-Y tasossa olevan palkkielementin poikkileikkaus.

Kuvan 9 palkkielementti on 3-ulotteinen elementti, sillä ABAQUS -ohjelmisto vaatii palkkielementille mitat a ja b . Kaikissa poikkileikkausten laskentatapauksissa vetoelementin leveydelle a on käytetty

arvoa 1. Elementin korkeus, arvo b, määräytyy joko vetolujitteen todellisen korkeuden tai ns. tasoitetun korkeuden mukaan. Tasoitettu korkeus määritetään verkkomaisille ja tankomaisille vetolujitteille kuvan 10 mukaisesti. Levyn ja tankojen yhteenlaskettu poikkipinta-ala on yhtä suuri molemmissa kuvissa.



Kuva 7.10: Verkkomaisilla ja tankomaisilla vetolujitteilla käytetyn tasoitetun korkeuden määrittäminen.

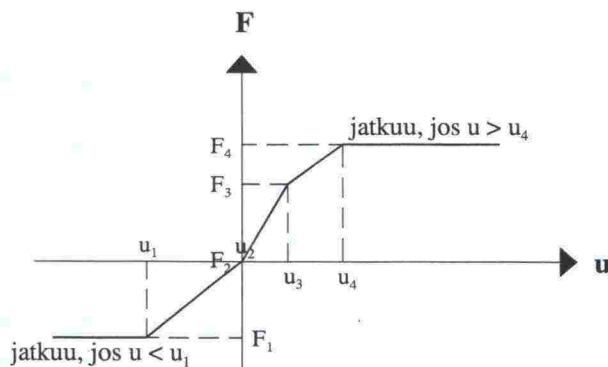
2-D FEM -laskennassa verkkomainen vetolujite eroaa puhtaasta tasolevystä ainoastaan paremman kitkakertoimen avulla. Tasoitetun korkeuden huonona puolena on myös nk. kokovaikutuksen, taivutusjäykkyuden, vääristyminen taipumaa, taivutusmomenttia, lujitteen reunajännityksiä ja -venymiä laskettaessa. Laskennan voidaan olettaa olevan varmalla puolella tasoitetun korkeuden tapauksessa. Korkeuden madaltamisella on suurempi vaikutus kuin verkon tai tankojen olettamisella yhtenäiseksi levyksi. FEM -laskennassa käytetyt vetolujitteiden todelliset ja tasoitetut korkeudet on esitetty taulukossa 3.

Vetolujite	Max todellisen korkeus [mm]	Tasoitettu korkeus [mm]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	7	0,267
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	7	0,267
HDPE-verkko	0,572	0,572
PA (nylon) tekstiili	0,4	0,4
PP tekstiili	0,6	0,6
PET tekstiili	0,7	0,7
Lasikuitumatto	0,4	0,4
Puu Ø 50 kk 100	50	13

Taulukko 7.3: Vetolujitteiden todelliset ja tasoitetut korkeudet

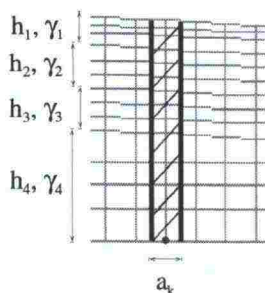
Penkereen ja vetolujitteen yhteistoiminta on saatu aikaan jousielementeillä, jotka toimivat kuten interface-elementit. Jousielementtien etuna on vetolujitteen siirtymän huomioonottaminen, ennen kuin

vetoelementti saavuttaa maksimivetovoimansa (kuva 11). Jousielementtien toisena hyvänä puolena on erinomainen suppenemisnopeus verrattuna interface-elementteihin. Jousielementit ovat työlämpiä laskijan kannalta, sillä jokaiselle jouselle on syötettävä lähtötietojen osana jousen noudattama jännitys - siirtymäkuvaaja.



Kuva 7.11: Epälineaarisen jousielementin voima-siirtymä -kuvaaja.

Maksimijousivoima lasketaan käyttäen hyväksi penkereen omaa painoa, maan kitkakulmaa ja vetolujitteen ja maan välistä kitkaa. Esimerkki jouselle tulevasta maamassan pinta-alasta on esitetty kuvas-
sa 12.



h_i = maakerroksen paksuus
 γ_i = maakerroksen tilavuuspaino
 a_k = jousielementille tuleva maamassan leveys eli pinta-ala, kun elementtien syvyytenä on dimensio 1.

Kuva 7.12: Jousielementille tulevan maamassan laskenta-ala elementtiverkossa. Jousi on merkitty kuvassa pisteellä.

Maksimijousivoima voidaan esittää kaavamuodossa:

$$F_{k,max} = \sum (\gamma_i h_i) A_k \mu \tan \phi \quad (7.3)$$

missä

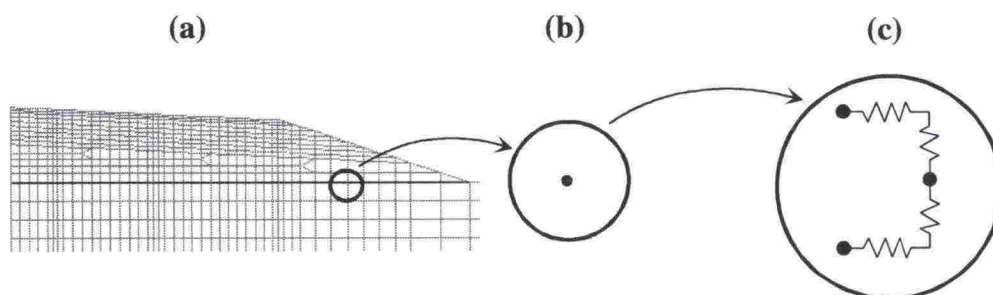
γ_i = maakerroksen tilavuuspaino
 h_i = maakerroksen paksuus
 $A_k = a_k \cdot 1$ = pinta-ala
 μ = vetolujitteen ja maakerroksen välinen kitka
 $\tan \phi$ = kerroksen huippukitkakulma

Pinta-alaa A_k laskettaessa on elementin leveys a_k kerrottu dimensiolla 1, sillä ABAQUS olettaa myös kolmio- ja neliöelementeille syvyyden. Kaikissa laskentatapauksissa elementtien syvyyksiksi on oletettu 1. Vetolujitteiden siirtymäarvot u ja kitkakertoimet on jouduttu arvioimaan kirjallisuuden pohjalta ja tältä osin viitataan lähteeseen /7/. Puun osalta on tyydytty arvioihin, sillä puisen vetolujitteen geometrian ja mahdollisen lahoneston vaikutukset saattavat muuttaa huomattavasti siirtymän ja kitkakertoimen arvoa. Laskennassa käytettyjä kitkajousien maksimivoiman mobilisoimiseksi tarvittavia siirtymäarvoja u ja hiekan ja vetolujitteen välisiä kitkakertoimia μ on esitetty taulukossa 4.

Vetolujite	Kitkakerroin μ	Siirtymäarvo koko penger u [mm]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,8	10
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,9	10
HDPE-verkko	0,6	70
PA (nylon) tekstiili	0,95	50
PP tekstiili	0,85	60
PET tekstiili	0,85	50
Lasikuitumatto	0,7	30
Puu Ø 50 kk 100	0,8	25

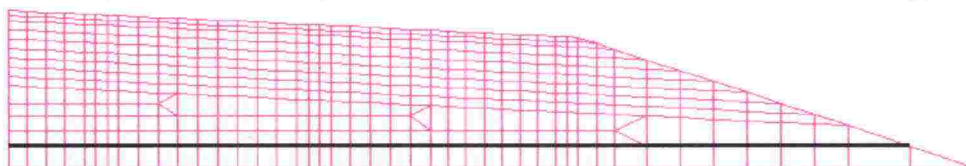
Taulukko 7.4: Laskennassa käytettyjä vetolujitteiden ja hiekan välisiä kitkakertoimia ja maksimivoiman mobilisoimiseksi tarvittavia siirtymäarvoja.

Vetolujite yhdistyy penkereen päällys- ja alusrakenteeseen pysty- ja vaakasuuntaisilla jousilla. Jousisysteemi on esitetty kuvassa 13 c. Päällysrakenteen alimmat ja pohjamaan ylimmät solmut sekä vetolujitteen solmut sijaitsevat fyysisesti samalla korkeustasolla (kuva 13 b).



Kuva 7.13: (a) Vetolujitteen sijainti penkereessä. (b) Solmujen fyysinen sijainti mallissa. (c) Solmujen välillä oleva jousimalli (kuvan solmut erotettu havainnollisuuden lisäämiseksi).

Kuvassa 13 c olevien pystysuuntaisten jousien tarkoituksena on esittää päällysrakenteen ja pohjamaan elementtien läpileikkautuminen. Näiden jousien jousivakio on suuruudeltaan $10^6 - 10^8$ N/mm. ABAQUS -ohjelmistoa ei ole sidottu mihinkään tiettyyn mittajärjestelmään, vaan laskija saa itse päättää haluamistaan mittasuureista. Kaikissa penkereen laskentatapauksissa pituuden yksikkönä on käytetty mm ja voiman yksikkönä N. Kuvassa 13 c ovat vaakasuuntaiset jouset ottavat huomioon vetolujitteen ja maakerrosten välisen kitkan. Laskennassa on käytetty kitkan arvoja, jotka vastaavat vetolujitteelle hiekassa tehtyjä mittauksia. Vertailun vuoksi yhdessä laskentatapauksessa, 15 m syvä savikko ilman kuivakuorta, vetolujite on sijoitettu keskelle hiekkaa 18,4 cm saven yläpinnan yläpuolelle (kuva 14).



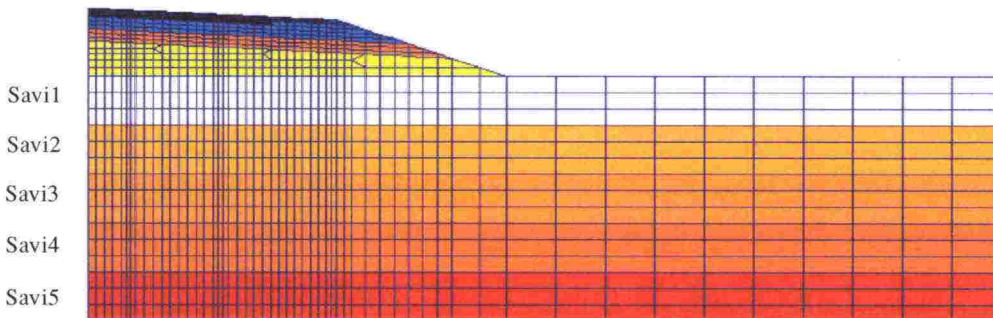
Kuva 7.14: Vetolujitteen nostettu sijainti penkereen päällysrakenteessa.

FE -laskennassa elementit voidaan ryhmitellä elementtisetteihin eli elementtiryhmiin, jolloin samaan ryhmään kuuluville elementeille on mahdollista antaa esimerkiksi yhteisiä materiaaliominaisuuksia. Luontevin tapa jakaa päällysrakenne elementtiryhmiin on kuvan 15 mukainen.



Kuva 7.15: Päällysrakenteen elementtiryhmit.

Elementtiryhmit voivat sisältää erilaisia elementtejä, kuten kuvan 15 hiekka. Vetolujitetta käsitellään yhtenä elementtiryhmänä. Penkereen pohjamaa koostuu eri kimmomoduulin omaavista savikerrostumista. Pohjamaa on täten jaettu kerrostumittain oleviin elementtiryhmiin, joiden korkeus on 1 m (kuva 16).

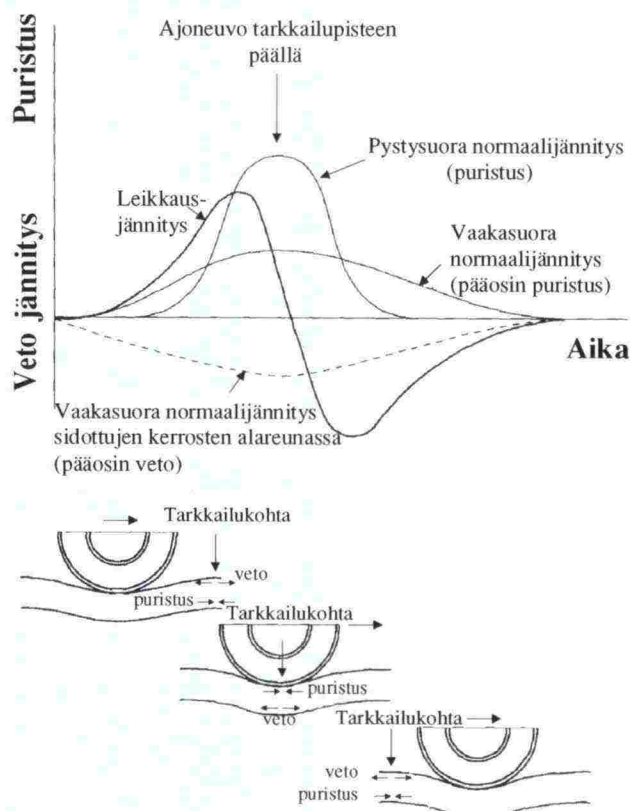


Kuva 7.16: Penkereen pohjamaan elementtiryhmät, kun pohjamaana on 5 m savikko ilman kuivakuorta.

Pohjamaan elementteinä käytetään alhaista astetta olevia neliöelementtejä eli bilineaarisia neliöelementtejä. ABAQUS -ohjelmistossa olleiden suppenemisongelmien takia alkuperäinen saven Drucker – Prager -malli on korvattu yksinkertaisimmalla mahdollisella materiaalmallilla eli puhtaasti kimmoisella materiaalmallilla. Kimmoinen materiaalmalli antaa liian jäykkiä tuloksia murtorajatilatarkastelussa, mutta käyttörajatilatarkastelussa se antaa laskennan kannalta kohtuullisen tarkkuuden. Saven alla oleva moreeni on mallinnettu pystysuuntaisen liikkeen estävillä tuilla. Mallin vasen ja oikea pystyreuna on tuettu vaakasuuntaisen siirtymän estävillä tuilla. Vetolujitteen vaakasiirtymä on myös estetty mallin vasemmassa reunassa.

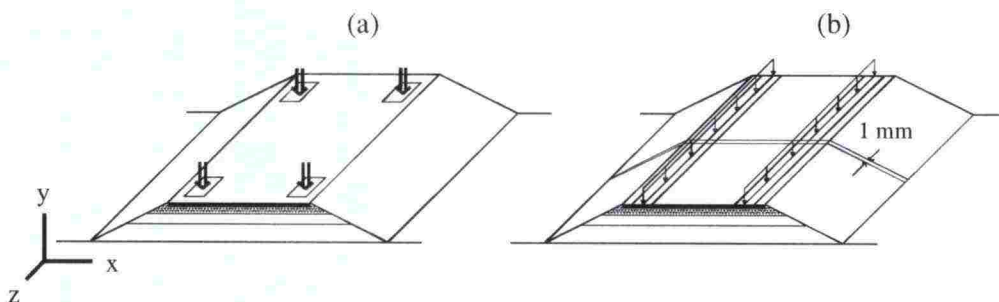
7.1.4 Liikennekuormituksen mallintaminen

Penkereen omanpainon tuomien jännitysten ja muodonmuutosten lisäksi on syytä tutkia liikennekuormituksen vaikutuksia. Liikennekuormituksen ja penkereen omanpainon kuormituksen yhteensovittamisen ongelmaksi muodostuu kuormitustapausten erimittaisuus. Liikennekuormitus on dynaamista ja penkereen omapaino staattista kuormitusta. Näiden kuormitusten yhteensovittaminen onnistuu joko muuttamalla dynaaminen kuormitus staattiseksi tai ratkaisemalla ongelma FEM -ohjelmistolla, joka pystyy käsittelemään molempia kuormituksia. ABAQUS -ohjelmistoissa on olemassa erillinen dynaamisiin ongelmiin tehty ohjelmamoduuli ABAQUS/Explicit, jota ei ole hankittu Tampereen teknilliselle korkeakoululle. Kuvassa 17 on esitetty asfaltissa esiintyviä leikkaus- ja normaalijännityksiä ajan funktiona, kun pyörä ylittää tarkkailukohdan.



Kuva 7.17: Normaalijännitys- ja leikkausjännitysten kulku tierakenteessa ajoneuvon pyörän lähestyessä ja ylittäessä tarkkailukohtaa /6/.

Tutkittavissa penkereiden laskentatapauksissa dynaaminen kuormitus on muutettu staattiseksi ja näin pyritty karkeasti mallintamaan todellisia olosuhteita. Ongelmaksi muodostuu staattisen kuormituksen esittäminen 2D-mallissa, $x - y$ tasossa, jolloin kuormitus jakaantuu $x - z$ -tasossa (kuva 18).



Kuva 7.18: (a) Staattinen rengaskuorma $x - z$ -tasossa. (b) Rengaskuorman jakaminen tasoitetuksi rengaskuormaksi koko tienpenkereen pituudelle sekä elementtimallin paksuus.

Tasoitettu rengaskuorma on saatu jakamalla rekan/kuorma-auton paino tiessä olevien kosketuspaineurien lukumäärällä. Yksikköpyörän tapauksessa urien lukumäärä on kaksi ja pari-pyörien tapauksessa vastaavasti neljä. Uurissa vaikuttava paine saadaan kaavalla 4.

$$\sigma_i = F_i b l \quad (7.4)$$

missä

σ_i = urassa i vaikuttava jännitys

F_i = uraan i vaikuttava voima

b = uran leveys

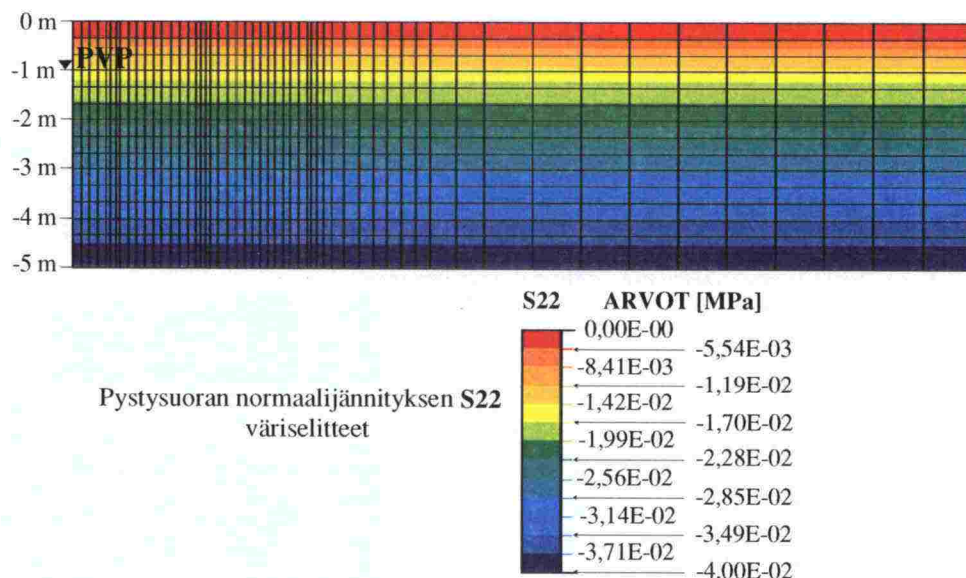
l = rekan/kuorma-auton pituus

Korkealuokkaiselle tiepenkereelle mitoittava tapaus on yksikköpyörä, jonka leveys on 300 mm. Kuorma-auton painoksi on valittu 38 tonnia lähteen /6/ mukaan. Kuorma-auton pituutena pidetään 10 m. Tällöin urassa i vaikuttava jännitys on 0,0633 N/mm². Tämä aiheuttaa tiepenkereeseen maksimissaan 12,4 mm painuman.

Liikennekuorma eroaa omanpainon tuomasta kuormituksesta myös kuormituksen kestoajan suhteen. Omanpainon ollessa pitkäaikaista on liikennekuormitus vastaavasti lyhytaikaista kuormitusta. Tämä aiheuttaa laskennassa erilaiset kimmomoduulien arvot päällysrakenteelle ja pohjamaalle. Pitkäaikaisen kuormituksen tapauksessa puhutaan avoimen tilan moduuliarvoista ja lyhytaikaisen kuormituksen tapauksessa suljetun tilan moduuliarvoista. Nämä arvot on esitetty kaavioittain jokaisen penkereen tapauksessa kohdassa Penkereen pohjamaa. Kimmomoduulien muuttaminen kesken FE-laskennan ei ole mahdollista. Tämän takia liikennekuormituksen huomioonottamisessa on tyydytty tarkastelemaan vain sen vetolujitteelle tuomia lisäjännityksiä. Tällöin mallin verkkona on käytetty alkuperäistä verkkoa. Jännitysten summaaminen onnistuu jälkikäteen, sillä vetolujite pysyy koko ajan kimmoisella alueella.

7.1.5 Laskennan suorittaminen

Laskenta aloitetaan saven esijännitystilan laskemisella. Tämä saadaan ottamalla huomioon vain saven omasta painosta tuleva kuormitus. Geostaattinen esijännitystila aiheuttaa jännitystilan ilman muodonmuutoksia. Kuvassa 19 on esitetty 5 m syvän saven esijännitystila.



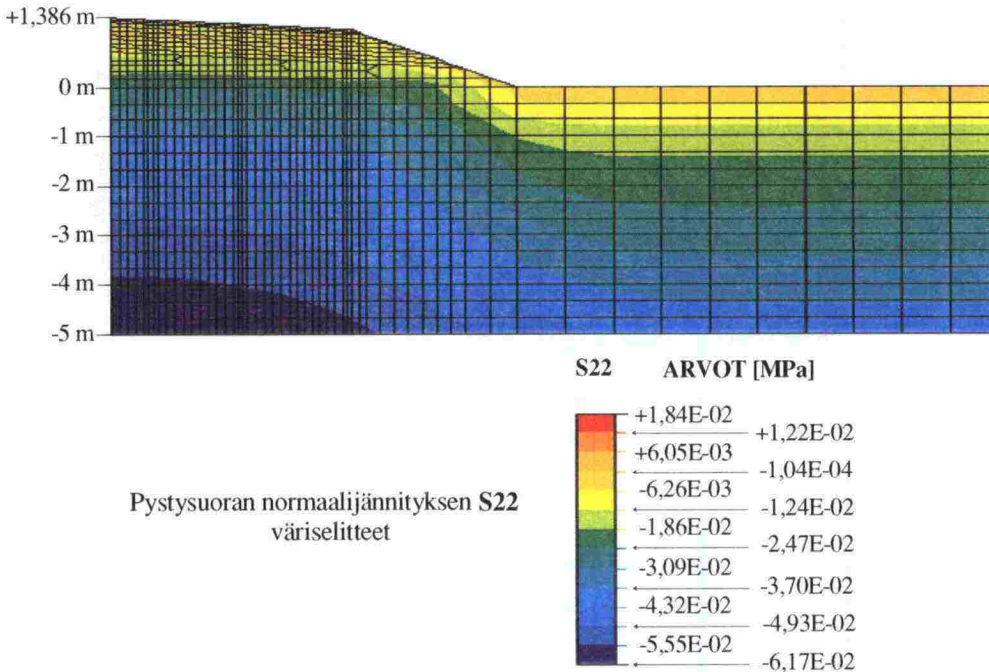
Kuva 7.19: 5 m syvän saven geostaattisen jännitystilän pystysuorat normaalijännitykset.

ABAQUS suorittaa esijännitystilän laskemisen käskyllä **INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, GEOSTATIC*, jolloin käskyn parametreinä annetaan:

1. Elementin numero tai elementtiryhmän nimi.
2. Elementin yläreunan jännityksen arvo.
3. Kohdassa 2 annetun jännityksen y-koordinaatti.
4. Elementin alareunan jännityksen arvo.
5. Kohdassa 4 annetun jännityksen y-koordinaatti.
6. X-suuntaisen jännityksen kerroin.
7. Z-suuntaisen jännityksen kerroin.

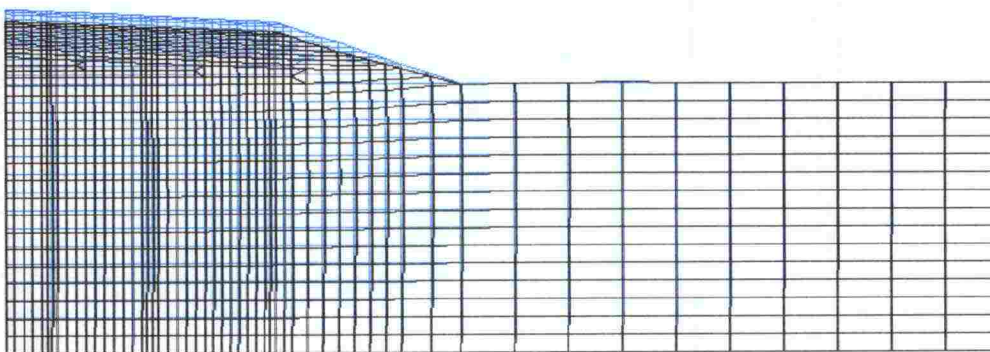
X- ja z-suuntaisten jännitysten kertoimina käytetään lepopainekerrointa K_0 . ABAQUS vaatii myös maan pinnassa olevalle elementin reunalle nollasta poikkeavan virtuaalisen jännityksen. Tällöin kysymykseen tulee luokkaa 10^{-8} - 10^{-12} oleva jännitys.

Geostaattisen esijännitystilän jälkeen lasketaan itse penkereestä tulevat jännitykset ja muodonmuutokset. Jännityksissä on nyt huomioitu saven geostaattinen esijännitys. Kuvassa 20 on esitetty penkereen todelliset pystysuuntaiset jännitykset.



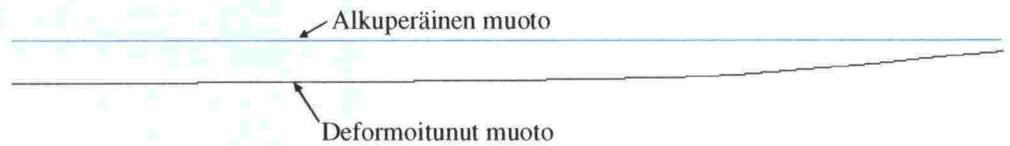
Kuva 7.20: Penkereen todelliset pystysuorat normaaliännitykset, kun pohjamaana on 5 m syvä savi.

Kuvassa 20 olevat pystysuuntaiset vetoännitykset sijaitsevat asfaltin yläosassa. Kuvaa 20 vastaavat muodonmuutokset on esitetty kuvassa 21.



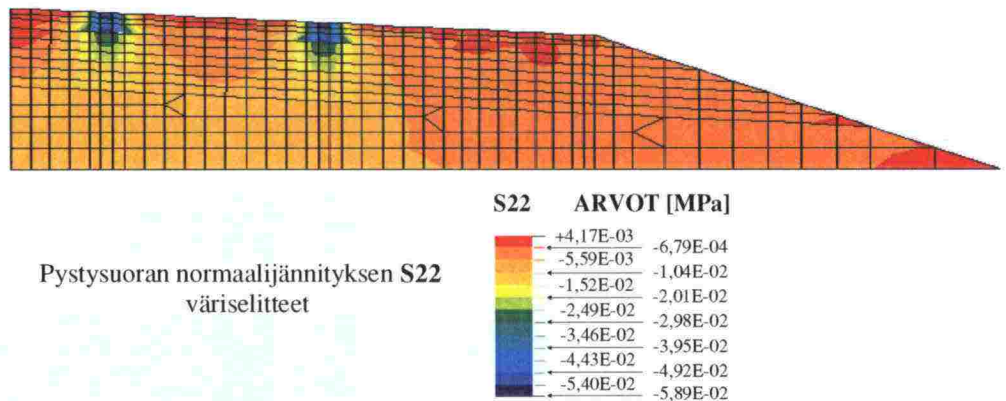
Kuva 7.21: Penkereen alkuperäinen ja deformoitunut muoto, kun alusrakenteena on 5 m syvä savikko.

5 m syvän saven FE -malli on saatu 15 m syvästä savesta korottamalla alimman 10 m matkalla olevan saven kimmomoduulia moreenia vastaavaksi. Tämä aiheuttaa 5 m syvän saven ja moreenin rajapinnan kitkan arvoksi 1. Todellinen kitka saven ja moreenin välillä on pienempi kuin 1. Tällä on mallia jäykistävä vaikutus. Vetolujite deformoituu penkereen mukana. Alkuperäisen ja deformoituneen vetolujitteen todellinen muoto on esitetty kuvassa 22.



Kuva 7.22: Vetolujitteen alkuperäinen ja deformoitunut muoto.

Liikennekuormituksen aiheuttamat lisäjännitykset vetolujitteeseen suoritetaan erillisenä laskentana. Tässäkin tapauksessa ratkaistaan aluksi saven geostaattinen esijännitystila. Geostaattisen esijännitystilan päälle lisätään pelkästä liikennekuormasta tulevat kuormitukset ilman penkereen omaa painoa. Näin saadaan ratkaistua vetolujitteen lisäjännitys sekä liikennekuormasta aiheutuva painuma. Kuvas-
sassa 23 on esitetty liikennekuorman aiheuttamat pystysuorat normaali-
jännitykset penkereen päällysrakenteessa.



Kuva 7.23: Liikennekuorman aiheuttamat pystysuorat normaali-jännitykset päällysrakenteessa.

Kuvan 23 rengaspaineen tarkka mallintaminen pyörän ja asfaltin kosketuskohdassa vaatisi erittäin tiheän verkon.

7.1.6 Tulokset

7.1.6.1 15 m syvä savi ilman kuivakuorta

Mallinnuksen tärkeimmät tulokset ovat vetolujitteessa vaikuttavat jännitykset ja niiden aiheuttamat venymät. Tien käyttäjän, autoilijan, kannalta ajomukavuuteen ja ennen kaikkea turvallisuuteen vaikuttava tekijä on penkereen sivuttaiskaltevuuden muutos. Taulukoissa 5 a ja b on esitetty tien pinnan suositeltavia maksimipainumia ja kaltevuuden muutoksia.

Taulukko 7.5a: Tienpinnan enimmäispainumat ja sallitut kaltevuuden muutokset 30 vuoden aikana kesto-, kevyt- ym. päällysteille/46/.

Tien päällysrakenne ja toiminnallinen luokka	Suosittelava enimmäispainuma [mm] *	Sallittu kaltevuuden muutos pituussuunta % **	Sallittu kaltevuuden muutos poikkisuunta %
KESTO-, KEVYT-, YM. PÄÄLLYSTEET			
Moottoriväylät	400 – 700	0,4 – 0,6	1,0
Valta- ja kantatiet	500 - 800	0,5 – 0,8	1,5
Seudulliset tiet	600 – 900	0,7 – 1,1	2,0
Kokoojatiet	700 – 1000	0,9 – 1,6	-
Yhdystiet	800 -	1,5 -	-

Taulukko 7.5b: Tienpinnan enimmäispainumat ja sallitut kaltevuuden muutokset 30 vuoden aikana betonipäällysteillä/46/.

Tien päällysrakenne ja toiminnallinen luokka	Suosittelava enimmäispainuma [mm] *	Sallittu kaltevuuden muutos pituussuunta % **	Sallittu kaltevuuden muutos poikkisuunta %
BETONIPÄÄLLYSTE	250	0,5	1,0

*) Vaihteluvälin alaraja kuvaa epähomogeenisia pohjasuhteita, yläraja homogeenisia pohjasuhteita.

**) Esim. siirtymärakenteiden mitoituksessa.

Pituussuuntaisia muutoksia poikkisuuntaisella 2D-mallilla ei voida mallintaa. Penkereen konsolidaatiopainumat on myös esitetty tuloksissa. Konsolidaatiopainumien osalta laskennassa ei pystytä erittelemään primääristä, sekundääristä ja leikkausmuodonmuutosten aiheuttamia painumia. Laskettu konsolidaatiopainuma vastaa lähinnä primääristä. Asfaltin osalta tyydytään tarkistamaan maksimi-venymät. Taulukossa 6 on esitetty konsolidaatiopainumat.

Taulukko 7.6: Penkereen konsolidaatiopainumat, kun pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	403,7	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	359,9	43.8	10.8
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	359.5	44.2	10.9
HDPE-verkko	400.6	3.1	0.8
PA (nylon) tekstiili	399.7	4,0	1,0
PP tekstiili	399.8	3.9	1,0
PET tekstiili	391.2	12.5	3,1
Lasikuitumatto	365.8	37.9	9,4
Puu Ø 50 kk 100	357.7	46,0	11,4

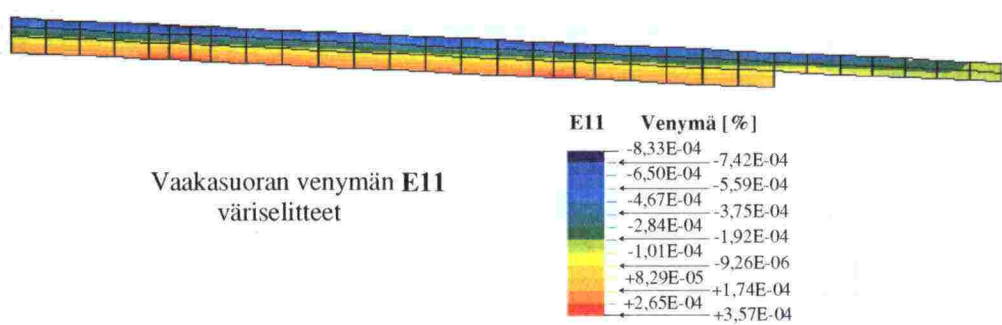
Taulukosta 6 havaitaan, että vetolujitteilla ei ole suurta merkitystä painumien pienentämisessä. Verkkomaisilla ja tankomaisilla tuotteilla on syytä muistaa niiden levymäinen toimintatapa. Tämä antaa painumien osalta liian positiivisen kuvan. Muovisten vetolujitteiden suhteellinen painumaa pienentävä vaikutus on keskimäärin vain kymmenesosa teräksen, lasikuiden ja puun vastaavasta. Vetolujitteiden vaikutusta penkereen sivuttaiskaltevuuteen on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7.7: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen, kun pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Penkereen uusi kalte- vuus, (alkuper. 3,0 %) [kalt.%]	Muutos alku- pe- räiseen kalte- vuuteen [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen (*) [%]
Ilman lujitetta	1,93	1,07	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,64	0,36	66,4
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,65	0,35	67,3
HDPE-verkko	1,96	1,04	2,8
PA (nylon) tekstiili	1,97	1,03	3,7
PP tekstiili	1,97	1,03	3,7
PET tekstiili	2,09	0,91	15,0
Lasikuitumatto	2,55	0,45	57,9
Puu Ø 50 kk 100	2,68	0,32	70,1

*) Esim. teräsverkkol $(1-0,36/1,07) \cdot 100 \% = 66,4 \%$

Taulukon 7 suhteellisella kaltevuuden muutoksella ymmärretään vetolujitteen pienentävää vaikutusta alkuperäiseen kaltevuuden muutokseen. Asfaltin muodonmuutokseen vaikuttaa suurelta osin liikennekuormitus. Oman painon tuomat venymät ovat suhteellisen pieniä. Asfalttipäällysteen kyky vastustaa halkeamia vaihtelee riip-puen bitumisesta sideaineesta, lämpötilasta, kuormituksen tyypistä, kuormitus syklien tiheydestä ja kuormituksen kestoajasta /48/. Ku-vassa 24 on esitetty ilman lujitetta olevan penkereen asfalttiin syn-nyttämiä y-akselin suuntaisia venymiä.



Kuva 7.24: Asfaltin vaakasuurorat venymät, kun penkereessä ei ole vetolujitetta.

Vetohalkeamat syntyvät yleensä vetomuodonmuutoksen ollessa 0,1 % (lämpötila < 0 °C) tai 2-3 % (lämpötila 20 °C) /49/. Asfaltin ala- ja yläpinnan prosentuaalisia venymiä on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 7.8: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omasta painosta. Pohjamaana 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

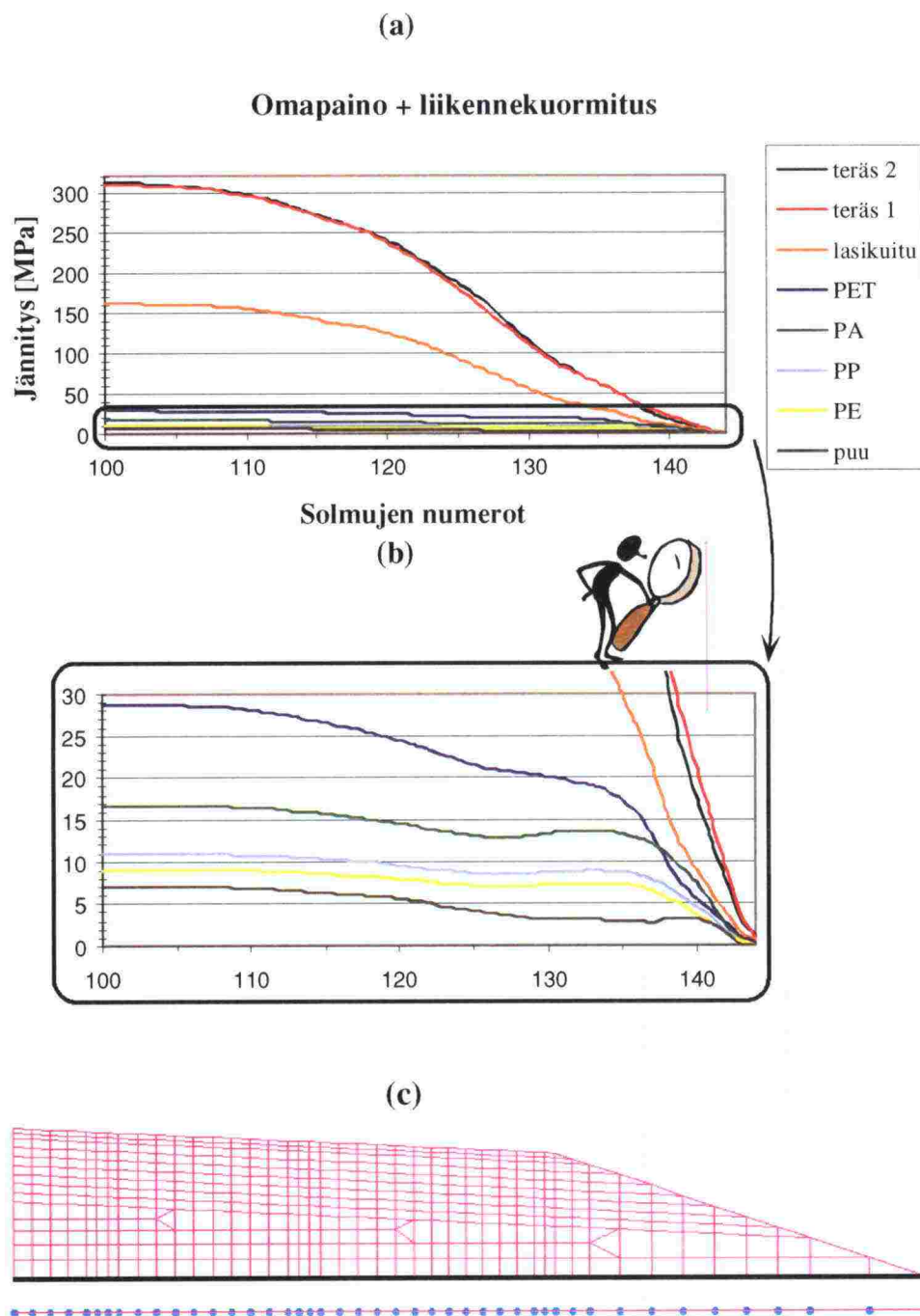
Vetolujite	Asfaltin yläpin- nan maksimi- venymä [%]	Asfaltin alapin- nan maksimi- venymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0833	+0,0357
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0598	-0,0049
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0593	-0,0057
HDPE-verkko	-0,0831	+0,0329
PA (nylon) tekstiili	-0,0831	+0,0321
PP tekstiili	-0,0831	+0,0322
PET tekstiili	-0,0805	+0,0238
Lasikuitumatto	-0,0614	-0,0017
Puu Ø 50 kk 100	-0,0565	-0,0052

Taulukosta 8 havaitaan vetojännitysten jäävän kaikissa tapauksissa alle 0,1 %. Tasaisesti omasta painostaan painuva pengeri ei täten aiheuta vetohalkeamia asfalttiin. Penkereen ja liikennekuormituksen aiheuttamia jännityksiä ja venymiä vetolujitteeseen on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 7.9: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta [MPa]	Maksimi- venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	242,1	67,9	0,115
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	243,7	68,4	0,116
HDPE-verkko	8,5	0,5	0,796
PA (nylon) tekstiili	15,7	1,1	0,784
PP tekstiili	10,2	0,7	0,785
PET tekstiili	26,8	2,0	0,670
Lasikuitumatto	136,6	25,1	0,195
Puu Ø 50 kk 100	5,2	1,8	0,058

Oman painon ja liikennekuorman tuomia maksimijännityksiä ei voida suoraan laskea yhteen, sillä niiden esiintyminen ei välttämättä osu samaan kohtaan. Kuvassa 25 on esitetty oman painon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla. Liikennekuormituksen osuus yhdistetystä kuormituksesta on välillä 6 - 22 %. Maksimi saavutetaan galvanoidulla teräksellä ja minimi polyeteenillä.



Kuva 7.25: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Kuvan 25 b kohdassa, solmuarvoilla 130 - 140, havaitut korkeammat jännitykset selittyvät taivutuksen aiheuttamasta vetojännityksestä. Tätä ilmiötä ei voida havaita selvästi teräksillä ja lasikuidulla, sillä taivutuksen aiheuttama jännitys "hukkuu" paljon suurempaan vetojännitykseen. Kuvat 25 a ja b edustavat myös lujitteen yhdistettyä venymäkuvaajaa, sillä lujite otaksutaan lineaarisesti kimmoiseksi materiaaliksi, jonka jännitykset eivät ylitä myötörajaa.

7.1.6.2 15 m syvä savi ilman kuivakuorta lujite suodatinkerroksessa

Kun penkereen päällysrakenteen ja pohjamaan ovat samanlaisia, mutta vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa saadaan penkereen painumiksi taulukon 10 mukaisia arvoja.

Taulukko 7.10: Penkereen konsolidaatiopainumat.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	403,7	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	363,6	40,1	9,9
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	362,1	41,6	10,3
HDPE-verkko	395,7	8,0	2,0
PA (nylon) tekstiili	393,6	10,1	2,5
PP tekstiili	394,2	9,5	2,4
PET tekstiili	388,0	15,7	3,9
Lasikuitumatto	369,0	34,7	8,6
Puu Ø 50 kk 100	362,0	41,7	10,3

Taulukosta 10 havaitaan, että muovien painumaa pienentävä vaikutus on vain noin 1/4 teräksen, lasikuidun ja puun vastaavasta. Taulukkoon 11 on kerätty kaltevuuden muutoksen tunnuslukuja eri vetolujitteilla, kun vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa.

Taulukko 7.11: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa.

Vetolujite	Penkereen uusi kalte- vuus, (alkuper. 3,0 %) [kalt.%]	Muutos alkupe- räiseen kalte- vuuteen [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen (*) [%]
Ilman lujitetta	1,93	1,07	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,58	0,42	60,7
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,61	0,39	63,6
HDPE-verkko	2,03	0,97	9,3
PA (nylon) tekstiili	2,06	0,94	12,1
PP tekstiili	2,05	0,95	11,2
PET tekstiili	2,15	0,85	20,6
Lasikuitumatto	2,49	0,51	52,3
Puu Ø 50 kk 100	2,61	0,39	63,6

*) Esim. teräsverkko 1 $(1-0,42/1,07)*100\% = 60,7\%$

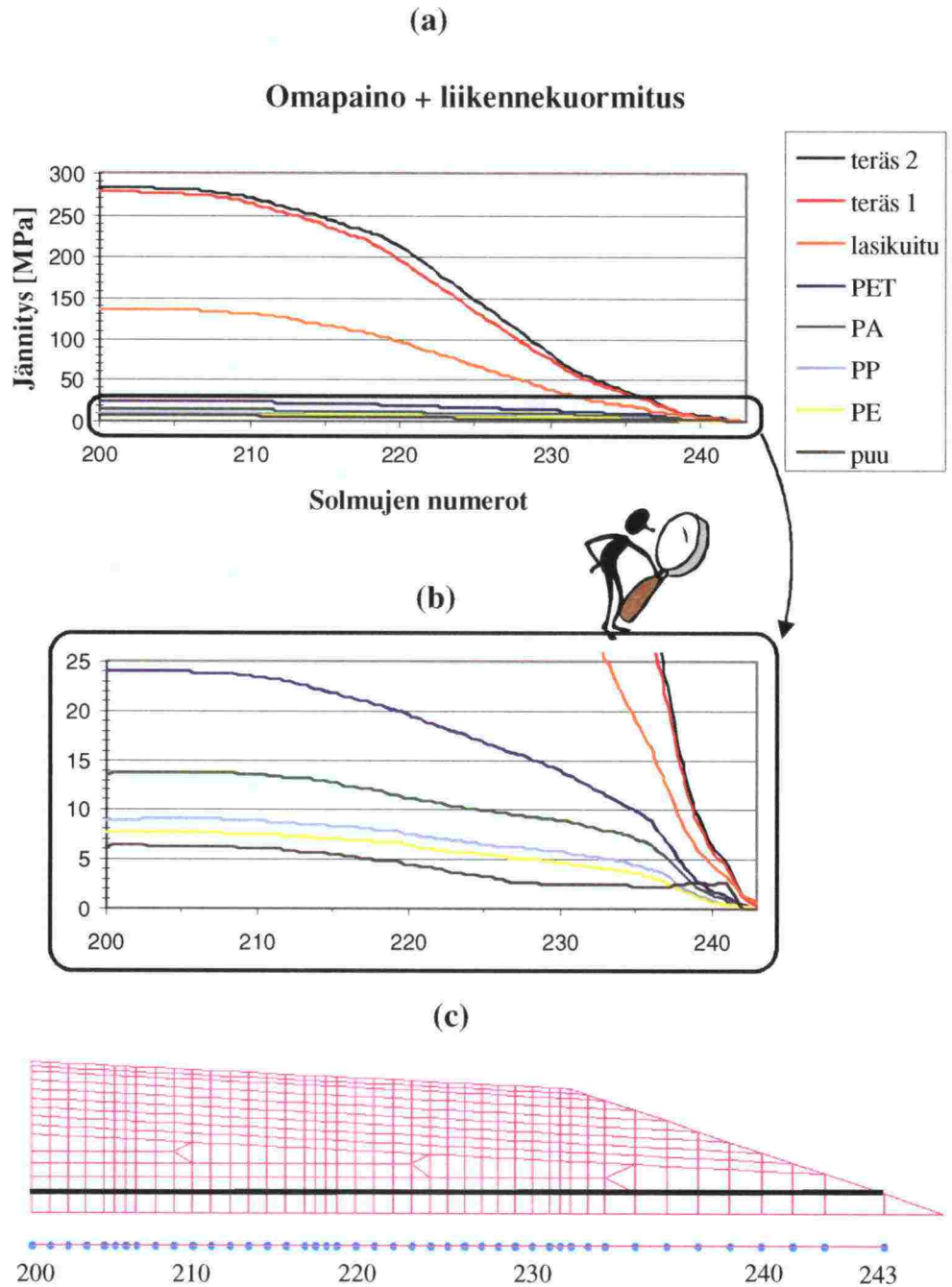
Taulukosta 11 havaitaan, että muovipohjaisten materiaalien vaikutus suhteelliseen kaltevuuden muutokseen on noin 1/5 siitä mitä se on teräksellä, lasikuidulla ja puulla. Kaikilla vetolujitemateriaaleilla on kuitenkin mahdollista päästä alle 1 % muutokseen alkuperäisestä kaltevuudesta. Asfaltin ala- ja yläpinnan venymiä penkereen omasta painosta on esitetty *taulukossa 12*. Asfaltissa olevilla venymillä ei ole merkitystä niiden jäädessä alle 0,1 %. *Taulukossa 13* esitetään vetolujitteiden maksimijännityksiä, kun kuormituksena on omapaino ja liikennekuorma. *Taulukossa 13* esitetään myös vetolujitteiden maksimivenymät oman painon ollessa kuormituksena. *Kuvassa 26* on esitetty oman painon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla.

Taulukko 7.12: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omasta painosta. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa.

Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0833	+0,0357
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0618	+0,0005
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0591	-0,0020
HDPE-verkko	-0,0792	+0,0296
PA (nylon) tekstiili	-0,0769	+0,0284
PP tekstiili	-0,0777	+0,0285
PET tekstiili	-0,0759	+0,0218
Lasikuitumatto	-0,0644	-0,0029
Puu Ø 50 kk 100	-0,0633	+0,0008

Taulukko 7.13: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa.

Vetolujite	Maksimivetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimivetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimivenymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	226,3	51,5	0,108
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	231,5	51,8	0,110
HDPE-verkko	7,2	0,4	0,675
PA (nylon) tekstiili	12,9	0,8	0,646
PP tekstiili	8,5	0,5	0,654
PET tekstiili	22,5	1,5	0,562
Lasikuitumatto	128,2	19,9	0,183
Puu Ø 50 kk 100	4,9	1,4	0,0548



Kuva 7.26: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Vetolujite sijaitsee suodatinkerroksessa.

7.1.6.3 15 m syvä kuivakuorellinen savi

Penkereen alusrakenteen ollessa 15 m syvä savikko, jolla on 1 m paksuinen kuivakuorikerros, saadaan konsolidaatiopainumille taulukon 14 mukaisia tuloksia. Kuivakuorisella savella vetolujite sijaitsee päällysrakenteen ja pohjamaan välissä.

Taulukko 7.14: Penkereen konsolidaatiopainumat

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	330,0	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	300,4	29,6	7,3
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	300,2	29,8	7,4
HDPE-verkko	328,4	1,6	0,4
PA (nylon) tekstiili	327,9	2,1	0,5
PP tekstiili	327,9	2,1	0,5
PET tekstiili	323,4	6,6	1,6
Lasikuitumatto	305,3	24,7	6,1
Puu Ø 50 kk 100	298,4	31,6	7,8

Taulukosta 14 havaitaan, että muovisten vetolujitteiden vaikutus painuman pienentämiseen on noin 1/10 siitä mitä teräksisellä, lasikuituisella ja puisella vetolujitteella. Puisen vetolujitteen muita huomattavasti suurempi koko auttaa pienentämään painumaa eniten. Taulukossa 15 on esitetty vetolujitteiden vaikutusta sivuttaiskaltevuuteen ja sen muutokseen.

Taulukko 7.15: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Penkereen uusi kalte- vuus, (alkuper. 3,0 %) [kalt.%]	Muutos alkupe- räiseen kalte- vuuteen [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen (*) [%]
Ilman lujitetta	2,14	0,86	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,60	0,40	53,5
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,61	0,39	54,7
HDPE-verkko	2,16	0,84	2,3
PA (nylon) tekstiili	2,17	0,83	3,5
PP tekstiili	2,17	0,83	3,5
PET tekstiili	2,23	0,77	10,5
Lasikuitumatto	2,53	0,47	45,3
Puu Ø 50 kk 100	2,64	0,36	58,1

*) Esim. teräsverkko1 $(1-0,40/0,86)*100\% = 53,5\%$

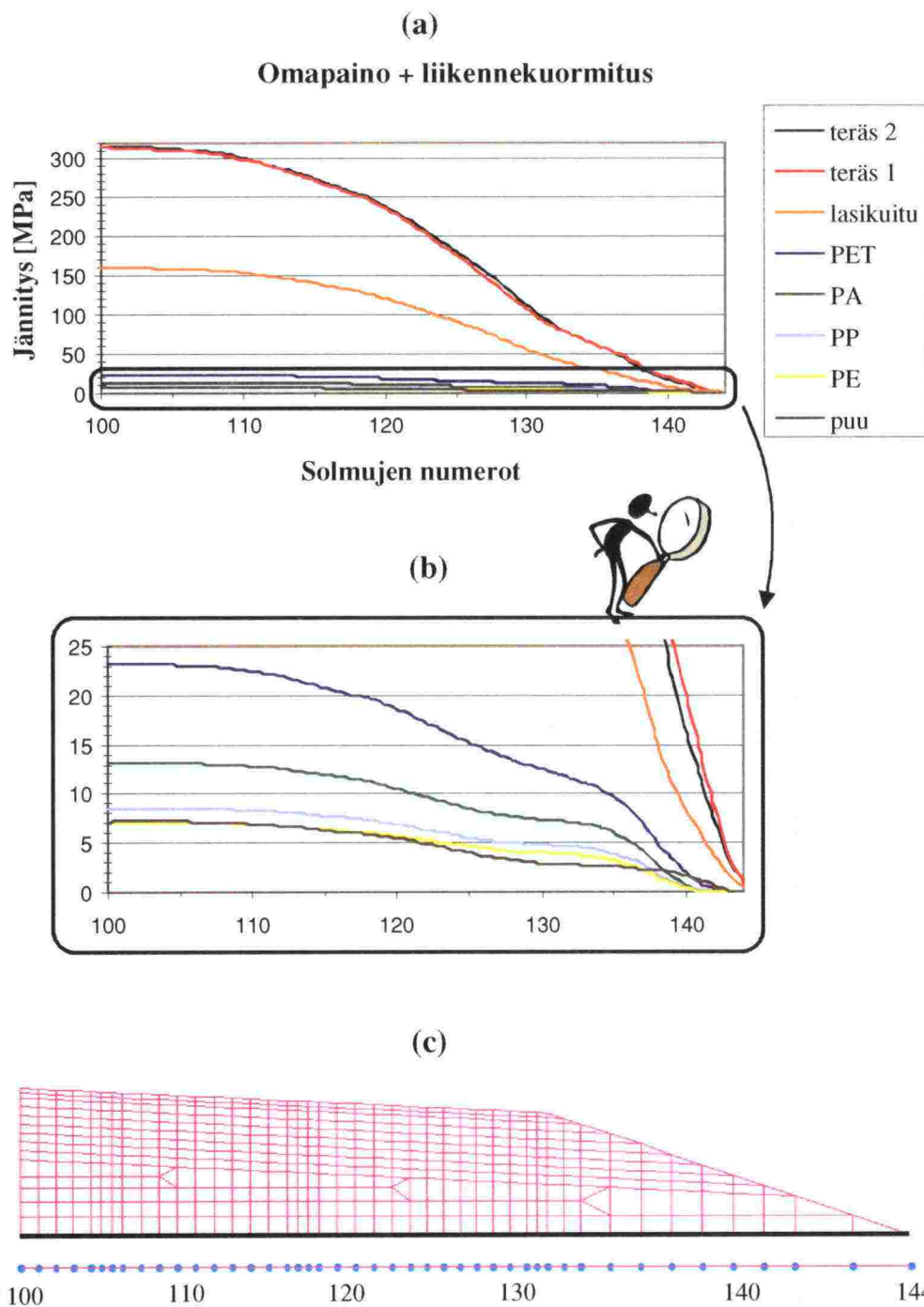
Pohjamaan ollessa 15 m syvä kuivakuorellinen savi on kaltevuuden muutos ilman lujitetta alle 1 %. Muovisten vetolujitteiden vaikutus kaltevuuden muutokseen on lähinnä kosmeettinen. Näiden vaikutus on suuruudeltaan alle 0,1 %. Asfaltin ala- ja yläpinnan venymiä penkereen omasta painosta on esitetty taulukossa 16. Asfaltissa olevilla alle 0,1 % venymillä ei ole merkitystä. Taulukossa 17 esitetään vetolujitteiden maksimijännityksiä, kun kuormituksena on omapaino ja liikennekuorma. Taulukossa 17 esitetään myös vetolujitteiden maksimivenymät omanpainon ollessa kuormituksena. Kuvasa 27 on esitetty omanpainon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla.

Taulukko 7.16: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omasta painosta. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0781	+0,0216
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0671	-0,0063
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0674	-0,0067
HDPE-verkko	-0,0777	+0,0197
PA (nylon) tekstiili	-0,0776	+0,0192
PP tekstiili	-0,0776	+0,0192
PET tekstiili	-0,0766	+0,0142
Lasikuitumatto	-0,0689	-0,0037
Puu Ø 50 kk 100	-0,0629	-0,0065

Taulukko 7.17: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Maksimivetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimivetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimivenymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	254,4	59,4	0,121
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	256,0	59,8	0,122
HDPE-verkko	6,6	0,5	0,618
PA (nylon) tekstiili	12,1	0,9	0,608
PP tekstiili	7,9	0,6	0,609
PET tekstiili	21,5	1,7	0,537
Lasikuitumatto	138,6	21,5	0,198
Puu Ø 50 kk 100	5,6	1,6	0,063



Kuva 7.27: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi..

7.1.6.4 5 m syvä savi ilman kuivakuorta

Taulukossa 18 esitetään konsolidaatiopainumat, kun pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta. Tässä tapauksessa vetolujite on sijoitettuna päällysrakenteen ja pohjamaan väliin.

Taulukko 7.18: Penkereen konsolidaatiopainumat.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	243,2	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	212,2	31,0	12,7
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	212,1	31,1	12,8
HDPE-verkko	241,3	1,9	0,8
PA (nylon) tekstiili	240,8	2,4	1,0
PP tekstiili	240,8	2,4	1,0
PET tekstiili	235,2	8,0	3,3
Lasikuitumatto	216,6	26,6	10,9
Puu Ø 50 kk 100	210,3	32,9	13,5

Taulukosta 18 havaitaan, että muovisten vetolujitteiden vaikutus painuman pienentämiseen on noin 1/10 siitä, mitä se on muilla vetolujitteilla. Puisen vetolujitteen muita huomattavasti suurempi koko auttaa pienentämään painumaa eniten. Taulukossa 19 on esitetty vetolujitteiden vaikutusta sivuttaiskaltevuuteen ja sen muutokseen.

Taulukko 7.19: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen, kun pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Penkereen uusi kalte- vuus, (alkuper. 3,0 %) [kalt.%]	Muutos alkupe- räiseen kalte- vuuteen [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen (*) [%]
Ilman lujitetta	2,25	0,75	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,77	0,23	69,3
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	2,78	0,22	70,7
HDPE-verkko	2,27	0,73	2,7
PA (nylon) tekstiili	2,28	0,72	4,0
PP tekstiili	2,28	0,72	4,0
PET tekstiili	2,36	0,64	14,7
Lasikuitumatto	2,71	0,29	61,3
Puu Ø 50 kk 100	2,53	0,19	74,7

*) Esim. teräsverkko1 $(1-0,40/0,86)*100\% = 53,5\%$

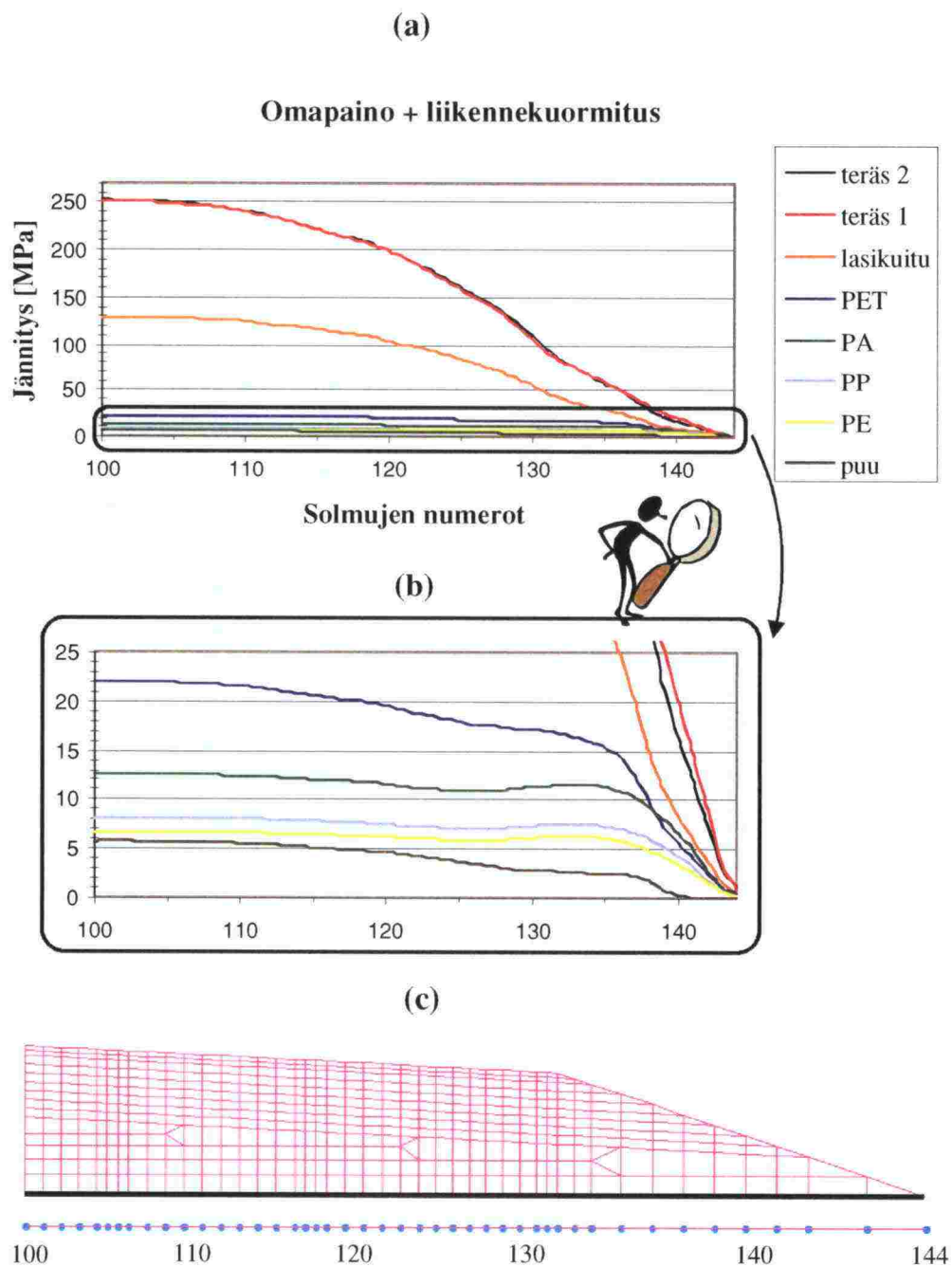
Pohjamaan ollessa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta on kaltevuuden muutos ilman lujitetta alle 1 %. Muovisten vetolujitteiden vaikutus kaltevuuden muutokseen on lähinnä kosmeettinen. Näiden suhteellinen vaikutus on alle 15 %. Asfaltin ala- ja yläpinnan venymiä penkereen omasta painosta on esitetty taulukossa 20. Asfaltissa olevilla alle 0,1 % venymillä ei ole merkitystä. Taulukossa 21 esitetään vetolujitteiden maksimijännityksiä, kun kuormituksena on omapaino ja liikennekuorma. Taulukossa 21 esitetään myös vetolujitteiden maksimivenymät oman painon ollessa kuormituksena. Kuvassa 28 on esitetty oman painon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla.

Taulukko 7.20: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omasta painosta. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0518	+0,0301
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0383	-0,0032
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0384	-0,0033
HDPE-verkko	-0,0529	+0,0281
PA (nylon) tekstiili	-0,0525	+0,0275
PP tekstiili	-0,0525	+0,0276
PET tekstiili	-0,0519	+0,0214
Lasikuitumatto	-0,0398	-0,0006
Puu Ø 50 kk 100	-0,0367	-0,0041

Taulukko 7.21: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimivetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimivetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimivenymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	194,5	56,7	0,093
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	194,9	57,2	0,093
HDPE-verkko	6,3	0,5	0,589
PA (nylon) tekstiili	11,6	0,9	0,581
PP tekstiili	7,6	0,6	0,581
PET tekstiili	20,3	1,7	0,507
Lasikuitumatto	108,8	20,8	0,155
Puu Ø 50 kk 100	4,2	1,5	0,047

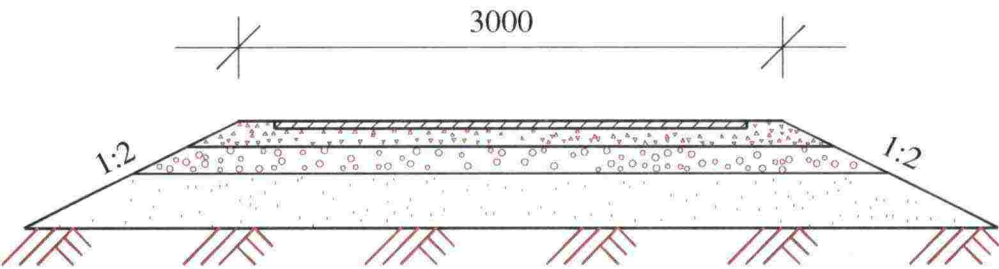


Kuva 7.28: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

7.2 Kevyen liikenteen tie pehmeiköllä

7.2.1 Penkereen päällysrakenne

Kevyen liikenteen tietä pehmeiköllä edustaa yhdistetty 2 jk + pp -poikkileikkaus, jonka pinnan leveys on 3 m (kuva 29). Penkereen sivuttaiskaltevuus on 0 %, ja luiskien kaltevuuksiksi on valittu 1:2.



Kuva 7.29: Kevyen liikenteen tien 2 jk + pp poikkileikkaus ja sen päämitat.

Päällysrakenteen rakennekerrokset ja niiden paksuudet ovat taulukon 22 mukaisia.

Taulukko 7.22: Kevyen liikenteen tien 2 jk + pp rakennekerrokset ja niiden paksuudet.

Rakennekerros	Materiaali	Paksuus
Päällystevara	kevyt asfalttibetoni	40 mm
Kantava kerros	Kalliomurske	100 mm
Jakava kerros	Soramoreeni	150 mm
Suodatinkerros	Hiekka	300 mm
Koko paksuus:		590 mm

Päällysrakenteen materiaalien tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia on lueteltu taulukossa 23. Maamateriaalien kimmomoduulit ovat jännityksestä riippuvaisia. Avoimen tilan kimmomoduulit on laskettu ottaen huomioon maamassan oman painon sekä tiivistämisen tuomat jännitykset. Suljetun tilan kimmomoduuleina käytetään Tielaitoksen julkaisussa Tien suunnittelu, osa IV Tien rakenne /47/ antamia kimmomoduulin arvoja.

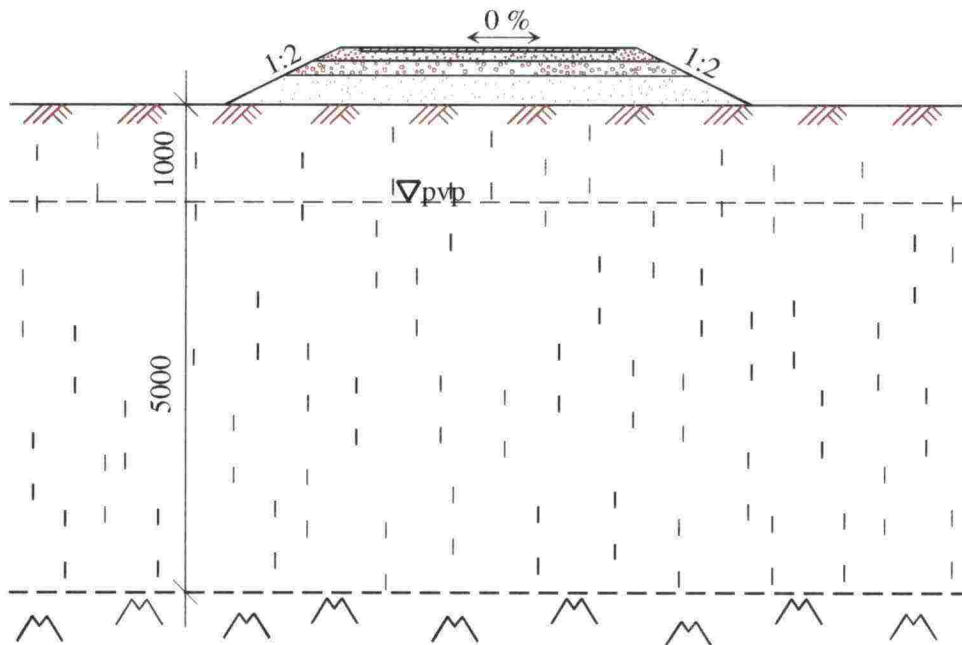
Taulukko 7.23: Kevyen liikenteen tien, 2 jk + pp, päällysrakenteen rakennekerrosten tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia.

Materiaali	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Huippukitkakulma ϕ [°]	Kimmomoduuli E [MPa] avoin tila	Kimmomoduuli E [MPa] suljettu tila
Asfalttibetoni	21		1000	1000
Kalliomurske	21	50,1	8,571	280
Soramurske	20	43,4	4,339	200
Hiekka	18	45,4	3,513	70

Verrattaessa taulukon 23 arvoja korkealuokkaisen tien vastaaviin voidaan todeta niiden muuttuneen vain hiekan avoimen tilan osalta. Kantavan ja jakavan kerroksen oletetaan tiivistyvän samalla tavalla kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Tiivistyminen aiheuttaa samanlaiset horisontaaliset jäännösjännitykset, jotka puolestaan aiheuttavat kerroksille samanlaiset kimmomoduulien arvot. Avoimen tilan kimmomoduulien määrittämisessä käytetyt kolmiaksaalikokeen tulosteet on esitetty liitteessä 3. Taulukossa 23 ei ole esitetty dilataatiokulmaa, sillä penkereen mallintamisessa on käytetty samankaltaista materiaalmallia kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa.

7.2.2 Penkereen pohjamaa

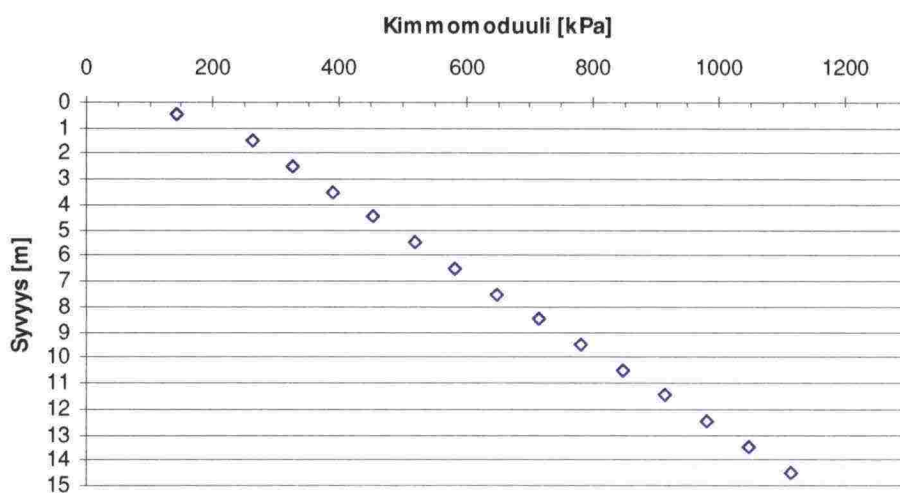
Tutkimuksen perusajatuksena on, että kaikki poikkileikkaukset perustetaan samanlaiselle pohjamaalle. Kevyen liikenteen tienkin tapauksessa tutkittavat pohjamaavaihtoehdot ovat 15 m syvä kuivakuorellinen ja kuivakuoreton savi sekä 5 m syvä savi ilman kuivakuorta (kuva 30). Saven tilavuuspaino $\gamma = 16$ kN/m³ sekä tehokas kitkakulma $\phi_p = 20^\circ$. Saven suljetuksi leikkauslujuudeksi on annettu 20 kPa ja kuivakuoren osalta 100 kPa. Poissonin lukuna käytetään arvoa 0,37.



Kuva 7.30: Kevyen liikenteen tie, jonka pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

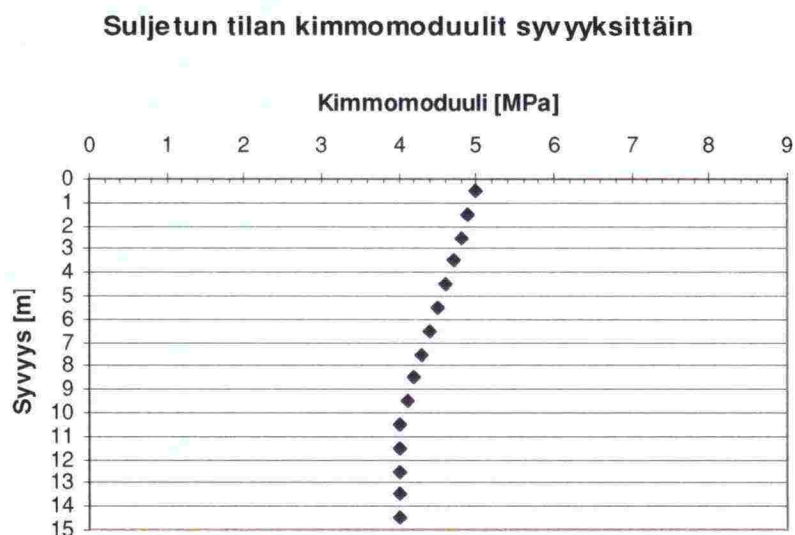
Saven metrin korkuisille kerroksille määritetyt avoimen tilan kimmomoduulit on esitetty kuvassa 31. Liitteessä 2 on esitetty kimmomoduulien laskenta taulukoittain.

Avoimen tilan kimmomoduulit syvyyksittäin



Kuva 7.31: 15 m syvän saven, ilman kuivakuorta, avoimen tilan kimmomoduulit syvyyksittäin.

Kuivakuorisen saven osalta käytetään *kuvan 31* arvoja, mutta ensimmäinen metrin syvyinen kerros korvataan arvolla 1200 kPa. 5 m syvän savikon tapauksessa arvot saadaan myös kuvasta 31. Tällöin arvot luetaan viiden ensimmäisen kerroksen osalta. Suljetun tilan kimmomoduulien arvot ilman kuivakuorta oleville pohjamaille on annettu *kuvassa 32*.

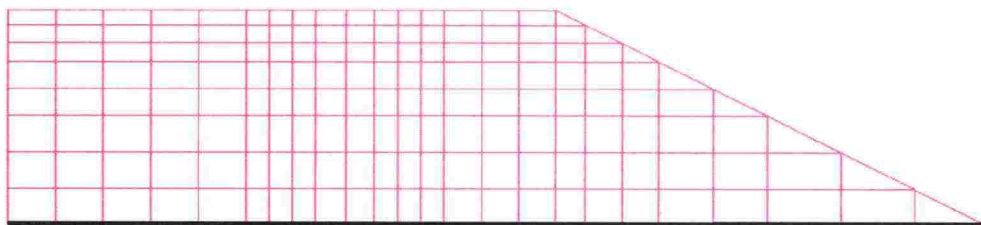


Kuva 7.32: Suljetun tilan kimmomoduulien arvot, kun penkereen pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Kuva 32 on itse asiassa sama kuin *kuva 4*. Suljetun tilan kimmomoduulien arvoina voidaan käyttää molemmissa tapauksissa samoja arvoja, sillä ne eivät ole läheskään yhtä paljon jännityksestä riippuvaisia kuin avoimen tilan kimmomoduulit. Kuivakuorisen pohjamaan osalta korvataan ensimmäisen metrin korkuisen kerroksen arvo 8 MPa. Pohjamaan ollessa 5 m syvä savi otetaan kimmomoduulien arvot viiden ensimmäisen kerroksen kohdalta.

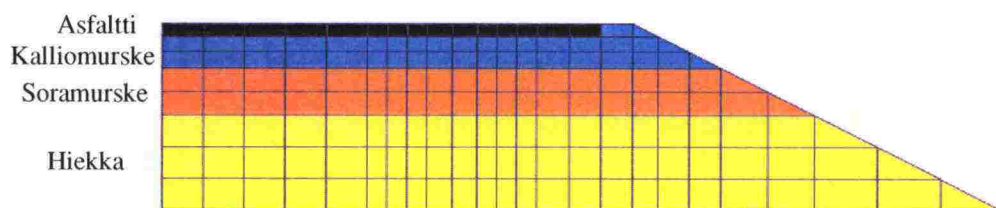
7.2.3 Penkereen 2-D FE-malli

Kevyen liikenteen tien mallintamisen lähtökohtana on ollut myös yksinkertaisen, mutta laskennan kannalta riittävän tarkan, mallin luominen. Tämä on saatu aikaan käyttämällä alhaista astetta olevia elementtejä niin alus- kuin päällysrakenteessakin. Koko mallissa on elementtejä 2387 ja mallin kokoa paremmin kuvaava DOF -luku 4943. *Kuvassa 33* on esitetty päällysrakenteen elementtiverkko sekä lujitteen sijainti päällysrakenteessa.



Kuva 7.33: Päälysrakenteen elementtiverkko ja vetolujitteen sijainti siinä.

Vetolujite on mallinnettu samalla tavalla kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Vetolujitteen siirtymäarvoina u käytetään taulukon 4 mukaisia arvoja. Vetolujitteen paikkaa ei varioida, vaan se sijaitsee pohjamaan ja päälysrakenteen välissä. Päälysrakenteen elementtiryhmittely vastaa korkealuokkaisen tiepenkereen vastaavaa ja on kuvan 34 mukainen.

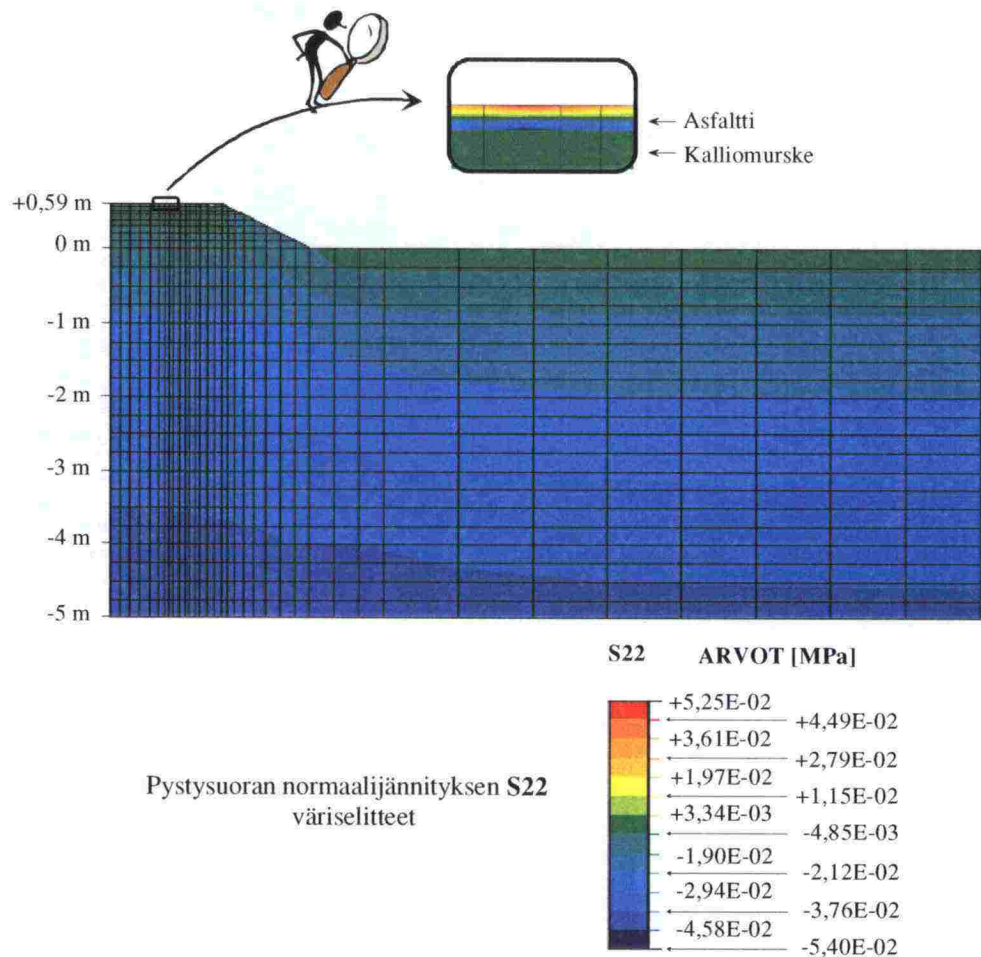


Kuva 7.34: Päälysrakenteen elementtiryhmit.

Pohjamaan osalta elementit on ryhmitelty metrin korkuisiin elementtiryhmiin. Ryhmien jaottelu on kuvan 16 mukainen. Pohjamaan ja päälysrakenteen materiaalimalleina käytetään korkealuokkaisen tiepenkereen vastaavia.

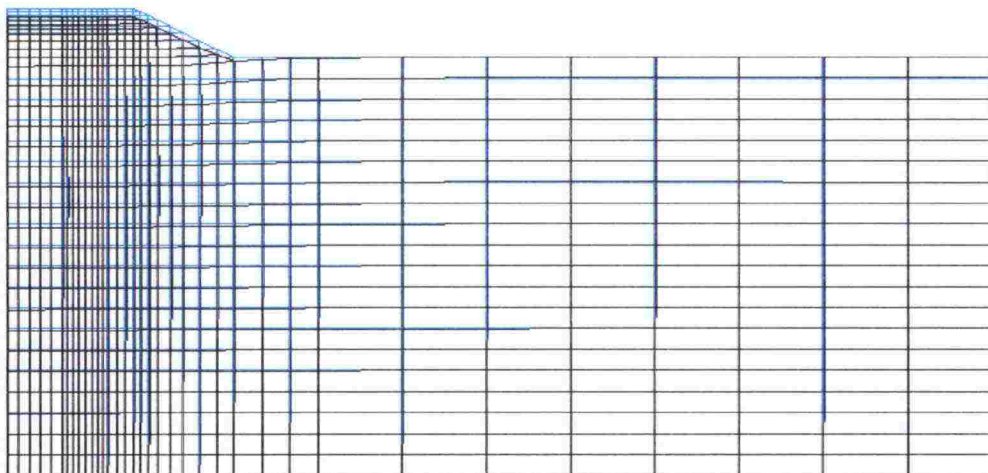
7.2.4 Laskennan suorittaminen

Laskenta suoritetaan samalla toimintamallilla kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Ensiksi lasketaan pelkästä pohjamaasta tuleva geostaattinen esijännitystila ja siihen lisätään päälysrakenteen omapaino. Kuvassa 35 on esitetty penkereen todelliset pystysuuntaiset jännitykset.



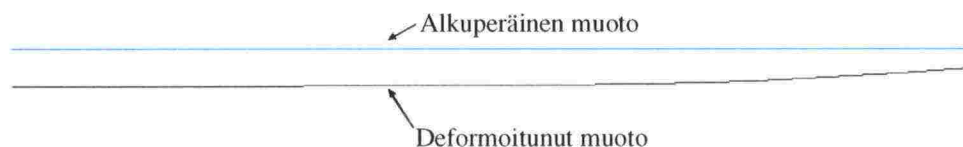
Kuva 7.35: Penkereen todelliset pystysuorat jännitykset, kun pohjamaana on 5 m syvä savi.

Kuvan 35 vetojännitykset ovat aivan asfaltin yläosassa ja tulevat sitä paremmin esille, mitä tiiviimpi on elementtiverkko. Kuvan 35 tapauksessa verkkoa on tihennetty liikennekuorman kosketuspaineen alla. Rakenne on muuten kokonaan puristavan jännityksen alainen. Kuvan 35 pystysuoria jännityksiä vastaava muodonmuutostila on esitetty kuvassa 36.



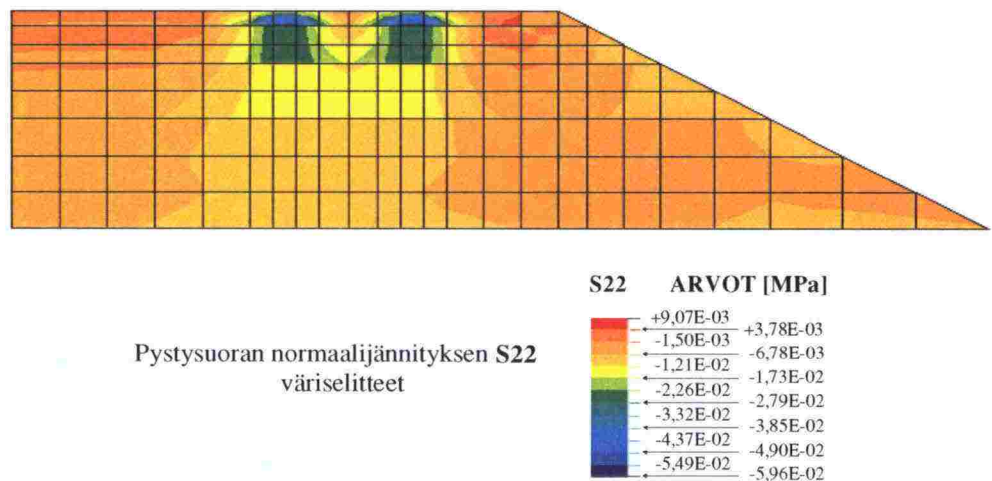
Kuva 7.36: Penkereen alkuperäinen ja deformoitunut muoto, kun pohjamaa-
na on 5 m syvä savikko.

Vetolujite deformoituu penkereen mukana. Alkuperäinen ja de-
formoitunut muoto on esitetty kuvassa 37.



Kuva 7.37: Vetolujitteen alkuperäinen ja deformoitunut muoto. Kuvan lujite
on terästä.

Liikennekuormaa mallinnettaessa saadaan renkaan ja asfaltin väli-
seksi kosketuspaineeksi $0,0408 \text{ N/mm}^2$. Tämä vastaa 32- tonnisen
kuorma-auton paripyörille antamaa painetta, kun paripyörän toisen
renkaan kosketusleveytenä pidetään 290 mm. $0,0408 \text{ N/mm}^2$ kos-
ketuspaine saa aikaiseksi penkereessä maksimi- painuman suuruu-
deltaan 8,3 mm. Penkereen päällysrakenteessa olevat pystysuorat
normaalijännitykset on esitetty kuvassa 38. Kuvasta 38 voidaan
päättellä, että elementtiverkon pitäisi olla huomattavasti tiheämpi, jos
haluttaisiin tarkka kuva kosketuspaineen jakaantumisesta renkaan
ja asfaltin välissä.



Kuva 7.38: Paripyörän aiheuttamat pystysuorat normaalijännitykset päällysrakenteessa.

Kuvan 38 ongelma on harva alhaisasteinen elementtiverkko. Vetojännitykset esiintyvät asfaltissa.

7.2.5 Tulokset

7.2.5.1 15 m syvä savi ilman kuivakuorta

Mallinnuksen tuloksista esitetään primääriset konsolidaatiopainumat, penkereen kaltevuudet ja näiden muutokset, asfaltin maksimivenymät, vetolujitteen maksimijännitykset ja -venymät eli määräävimmän vetolujitteen poikittaisen integroimispisteen mukaan saadut (kuvassa 9 integroimispiste 1 tai 5) jännitykset ja venymät. Tulosten vertailu suoritetaan *kappaleessa* 7.5. Penkereen kaikissa vetolujitevaihtoehdoissa on lujitteen sijainti päällysrakenteen ja pohjamaan välissä.

Taulukossa 24 on esitetty primääriset konsolidaatiopainumat ja *taulukossa 25* vaikutukset sivuttaiskaltevuuteen. *Taulukossa 26* esitetään vaikutukset asfaltin venymiin ja *taulukossa 27* vetolujitteen maksimijännitykset ja -venymät. *Kuvaan 39* on koottu yhteen lujitteiden jännitysjakaumat.

Taulukko 7.24: Penkereen konsolidaatiopainumat. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	147,5	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	136,0	11,5	7,8
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	135,0	12,5	8,5
HDPE-verkko	143,8	3,7	2,5
PA (nylon) tekstiili	143,0	4,5	3,1
PP tekstiili	143,0	4,5	3,1
PET tekstiili	139,4	8,1	5,5
Lasikuitumatto	136,7	10,8	7,3
Puu Ø 50 kk 100	135,6	11,9	8,1

Taulukko 7.25: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Penkereen uusi kaltevuus sisällepäin, (alkuper. 0 %) [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuu- den muutokseen *) [%]
Ilman lujitetta	0,67	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,20	70,1
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,20	70,1
HDPE-verkko	0,55	17,9
PA (nylon) tekstiili	0,53	20,9
PP tekstiili	0,53	20,9
PET tekstiili	0,38	43,3
Lasikuitumatto	0,25	62,7
Puu Ø 50 kk 100	0,22	67,2

*) Esim. teräsverkko1 (1-0,20/0,67)*100 % = 70,1 %

Taulukko 7.26: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omastapainosta. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

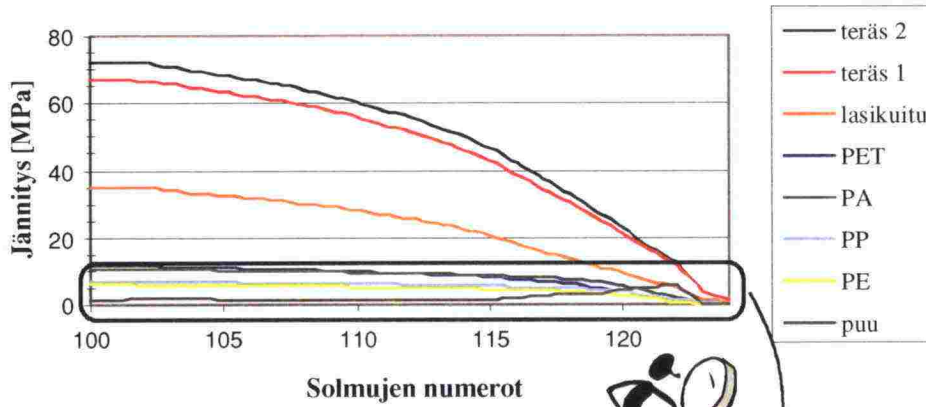
Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0443	+0,0017
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0304	-0,0233
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0307	-0,0249
HDPE-verkko	-0,0419	-0,0181
PA (nylon) tekstiili	-0,0409	-0,0188
PP tekstiili	-0,0409	-0,0186
PET tekstiili	-0,0363	-0,0203
Lasikuitumatto	-0,0316	-0,0212
Puu Ø 50 kk 100	-0,0315	-0,0227

Taulukko 7.27: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. Pohjamaana on 15 m syvä ilman kuivakuorta.

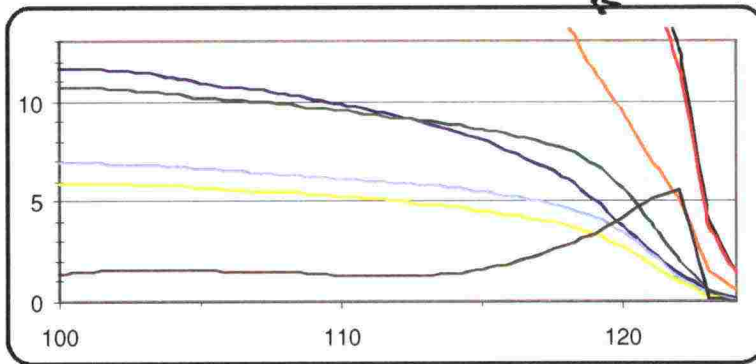
Vetolujite	Maksimi-vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi-vetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimi venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	41,7	28,9	0,020
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	42,6	29,6	0,020
HDPE-verkko	5,5	0,5	0,516
PA (nylon) tekstiili	9,9	0,9	0,495
PP tekstiili	6,4	0,6	0,492
PET tekstiili	10,2	1,5	0,255
Lasikuitumatto	24,6	10,2	0,035
Puu Ø 50 kk 100	5,3	0,5	0,059

(a)

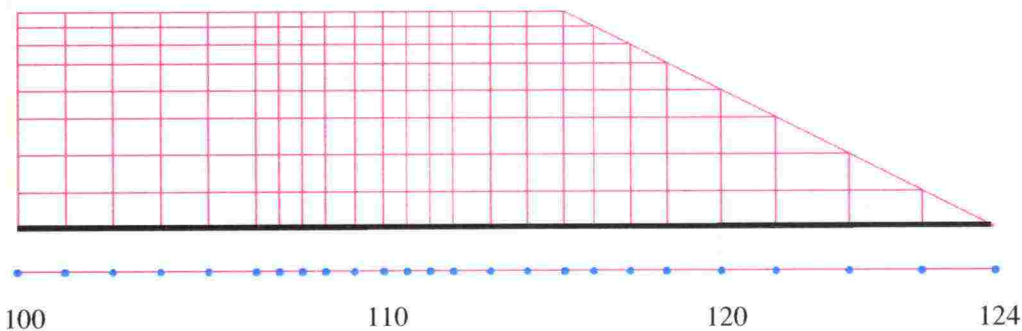
Omapaino + liikennekuormitus



(b)



(c)



Kuva 7.39: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Taulukosta 24 käy ilmi, että painumaa pienentävä vaikutus on kaikilla lujitteilla alle 10 %. Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen vaihtelee vajaasta 20 % → 70 %. Asfaltin muodonmuutoksissa kaikilla vetolujitteilla päästään puristusjännitykseen, jolloin asfaltin vetohalkeamiseen ei ole teoreettistakaan mahdollisuutta. Lujitteiden vetojännitykset ovat alhaisia, ja liikennekuorman osuus kokonaisjännityksistä on suuri. *Kuvassa 39 b* havaitaan, puun suuresta poikkileikkauskoosta johtuen, selkeä taivutuksen aiheuttama jännityslisäys, joka on karkeasti 2/3 kokonaisjännityksestä.

7.2.5.2 15 m syvä kuivakuorellinen savi

Penkereen pohjamaan ollessa 15 m syvä kuivakuorellinen savi saadaan primäärisiksi konsolidaatiopainumiksi *taulukon 28* mukaisia arvoja.

Taulukko 7.28: Penkereen konsolidaatiopainumat.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	99,1	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	96,4	2,7	2,7
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	96,3	2,8	2,8
HDPE-verkko	98,7	0,4	0,4
PA (nylon) tekstiili	98,6	0,5	0,5
PP tekstiili	98,6	0,5	0,5
PET tekstiili	98,0	1,1	1,1
Lasikuitumatto	97,0	2,1	2,1
Puu Ø 50 kk 100	96,6	2,5	2,5

Vetolujitteet vaikuttavat erittäin vähän, kun kyseessä on suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen. *Taulukossa 29* esitetään sivuttaiskaltevuuden muutos penkereessä.

Taulukko 7.29: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Penkereen uusi kaltevuus sisällepäin, (alkuper. 0 %) [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuu- den muutokseen *) [%]
Ilman lujitetta	0,36	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,25	30,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,24	33,3
HDPE-verkko	0,34	5,6
PA (nylon) tekstiili	0,33	8,3
PP tekstiili	0,34	5,6
PET tekstiili	0,31	13,9
Lasikuitumatto	0,27	25,0
Puu Ø 50 kk 100	0,26	27,8

*) Esim. teräsverkko1 $(1 - 0,25 / 0,36) \cdot 100 \% = 30,6 \%$

Penkereen uusi kaltevuus sisällepäin ilman vetolujitetta on nimellinen. Vetolujitteella varustettu penger kallistuu täten erittäin vähän. Suhteellinen vaikutus on maksimissaan yli 30 %.

Asfaltin ala- ja yläpinnan venymiä penkereen omasta painosta on esitetty taulukossa 30. Asfaltissa olevilla alle 0,1 % venymillä ei ole käytännön merkitystä. Taulukossa 31 esitetään vetolujitteiden maksimijännityksiä, kun kuormituksena on omapaino ja liikennekuorma. Taulukossa 31 esitetään myös vetolujitteiden maksimivenymät oman painon ollessa kuormituksena. Kuvassa 40 on esitetty oman painon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla.

Taulukko 7.30: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymiä omasta painosta, kun pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

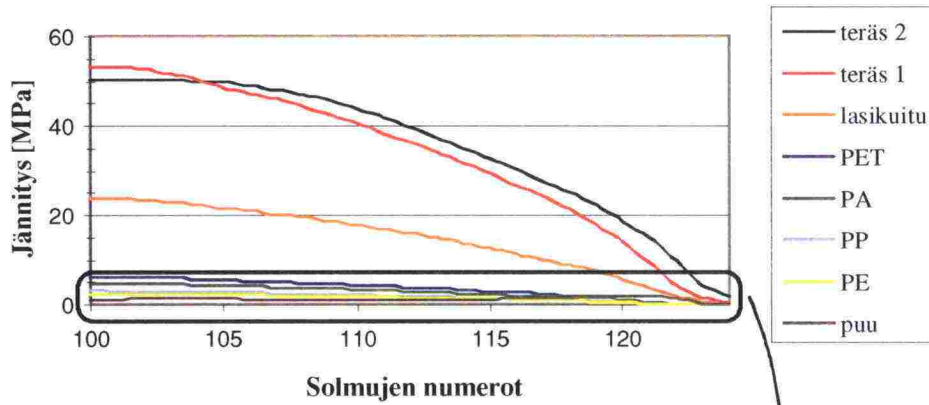
Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0358	-0,0209
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0384	-0,0304
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0384	-0,0284
HDPE-verkko	-0,0360	-0,0205
PA (nylon) tekstiili	-0,0361	-0,0206
PP tekstiili	-0,0361	-0,0206
PET tekstiili	-0,0365	-0,0229
Lasikuitumatto	-0,0376	-0,0277
Puu Ø 50 kk 100	-0,0382	-0,0282

Taulukko 7.31: Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta, kun pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

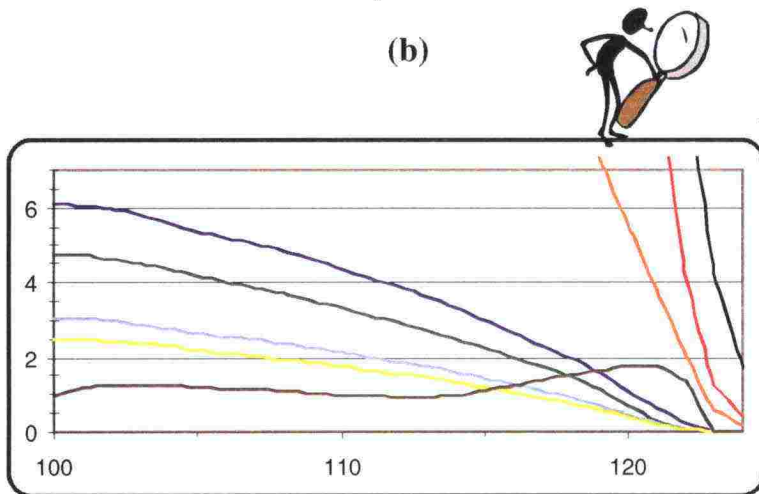
Vetolujite	Maksimi-vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi-vetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimi venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	33,4	19,9	0,016
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	33,8	20,5	0,016
HDPE-verkko	2,2	0,3	0,211
PA (nylon) tekstiili	4,3	0,6	0,214
PP tekstiili	2,7	0,4	0,209
PET tekstiili	5,2	0,9	0,130
Lasikuitumatto	17,3	6,5	0,025
Puu Ø 50 kk 100	1,6	0,4	0,018

(a)

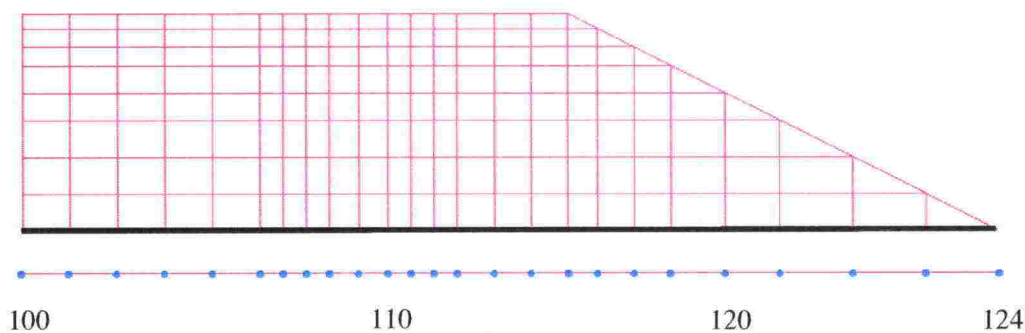
Omapaino + liikennekuormitus



(b)



(c)



Kuva 7.40: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Asfaltin venymät osoittautuvat kaikissa tapauksissa negatiivisiksi. Lujitteiden vetojännitykset ja venymät jäävät alhaisiksi. Kuvassa 39 b havaitaan, puun suuresta poikkileikkauskoosta johtuen, selkeä tai-
vutuksen aiheuttama jännityslisäys, joka on karkeasti puolet kokoi-
naisjännityksestä.

7.2.5.3 5 m syvä savi ilman kuivakuorta

Penkereen pohjamaan ollessa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta saa-
daan primäärisiksi konsolidaatiopainumiksi taulukon 32 mukaisia
arvoja.

Taulukko 7.32: Penkereen konsolidaatiopainumat.

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	115,3	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	103,1	12,2	10,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	103,0	12,3	10,7
HDPE-verkko	111,6	3,7	3,2
PA (nylon) tekstiili	110,6	4,7	4,1
PP tekstiili	110,8	4,5	3,9
PET tekstiili	107,1	8,2	7,1
Lasikuitumatto	104,3	11,0	9,5
Puu Ø 50 kk 100	103,2	12,1	10,5

Vetolujitteiden vaikutus on maksimissaan 10 % luokkaa, kun ky-
seessä on suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen. Taulu-
kossa 33 esitetään sivuttaiskaltevuuden muutos penkereessä.

Taulukko 7.33: Vetolujitteiden vaikutus penkereen sivuttaiskaltevuuteen, kun pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Penkereen uusi kaltevuus sisällepäin, (alkuper. 0 %) [kalt.%]	Suhteellinen vaikutus kaltevuu- den muutokseen *) [%]
Ilman lujitetta	0,67	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,19	71,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	0,18	73,1
HDPE-verkko	0,54	19,4
PA (nylon) tekstiili	0,52	22,4
PP tekstiili	0,52	22,4
PET tekstiili	0,37	44,8
Lasikuitumatto	0,23	65,7
Puu Ø 50 kk 100	0,21	68,7

*) Esim. teräsverkko1 $(1 - 0,19 / 0,67) * 100 \% = 71,6 \%$

Vetolujitteella varustettu penger kallistuu erittäin vähän. Maksimi on tällöin noin puoli prosenttia. Suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen on huomattava jäykillä vetolujitteilla.

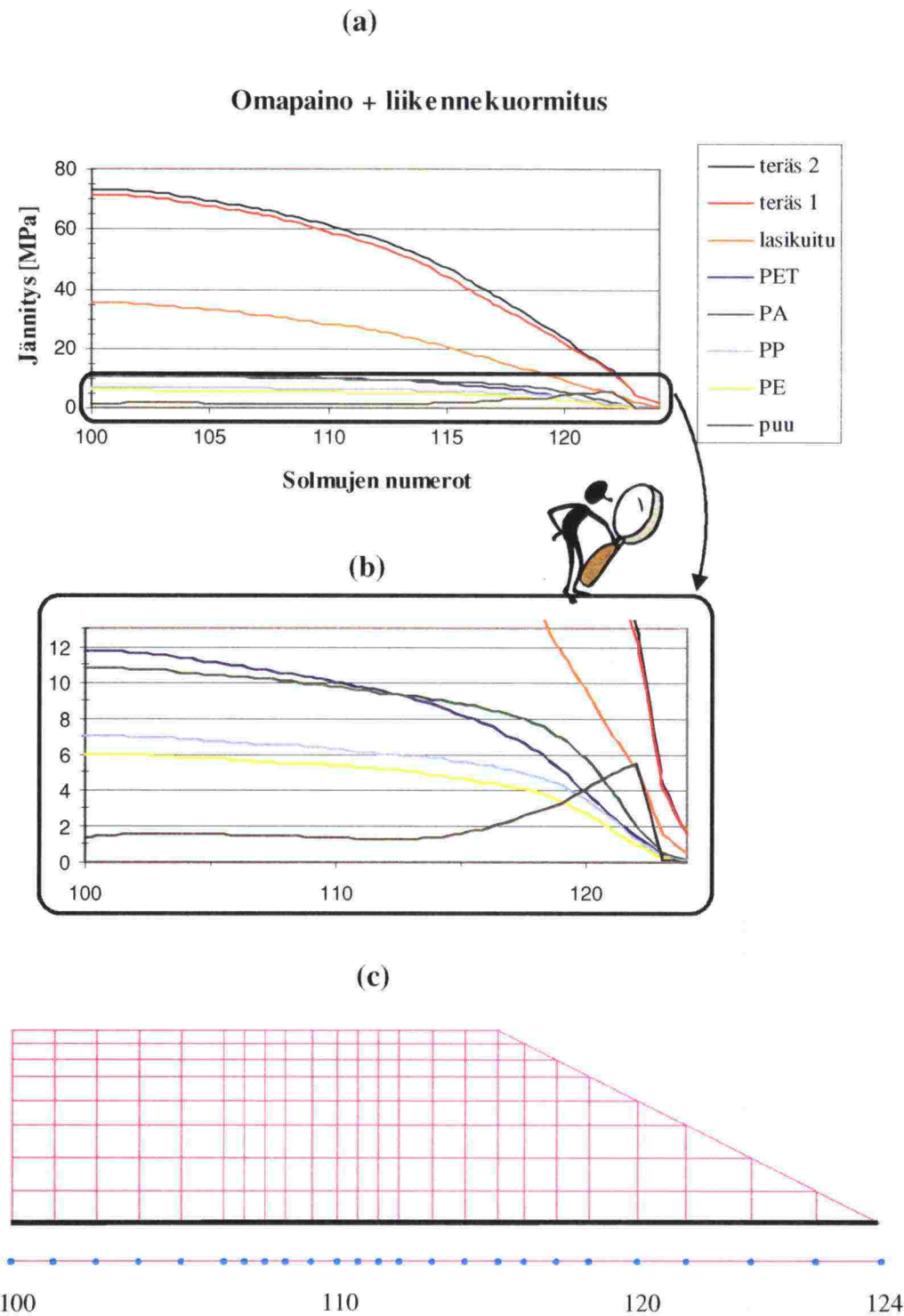
Asfaltin ala- ja yläpinnan venymiä penkereen omasta painosta on esitetty taulukossa 34. Asfaltissa olevilla alle 0,1 % venymillä ei ole käytännön merkitystä. Taulukossa 35 esitetään vetolujitteiden maksimijännityksiä, kun kuormituksena on omapaino ja liikennekuorma. Taulukossa 35 esitetään myös vetolujitteiden maksimivenymät oman painon ollessa kuormituksena. Kuvassa 41 on esitetty oman painon ja liikennekuormituksen yhdistetty jännityskuvaaja eri vetolujitteilla.

Taulukko 7.34: Asfaltin ala- ja yläpinnan maksimivenymä omasta painosta, kun pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Asfaltin yläpinnan maksimivenymä [%]	Asfaltin alapinnan maksimivenymä [%]
Ilman lujitetta	-0,0424	-0,0143
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0282	-0,0204
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	-0,0284	-0,0218
HDPE-verkko	-0,0394	-0,0164
PA (nylon) tekstiili	-0,0390	-0,0171
PP tekstiili	-0,0389	-0,0389
PET tekstiili	-0,0343	-0,0186
Lasikuitumatto	-0,0295	-0,0185
Puu Ø 50 kk 100	-0,0293	-0,0226

Taulukko 7.35 Vetolujitteiden jännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta, kun pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimi-vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi-vetojännitys liikennekuormasta [MPa]	Maksimi venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	42,1	29,4	0,020
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	43,0	30,1	0,021
HDPE-verkko	5,6	0,5	0,522
PA (nylon) tekstiili	10,0	0,9	0,500
PP tekstiili	6,5	0,6	0,498
PET tekstiili	10,3	1,5	0,258
Lasikuitumatto	24,9	10,3	0,036
Puu Ø 50 kk 100	5,2	0,5	0,057

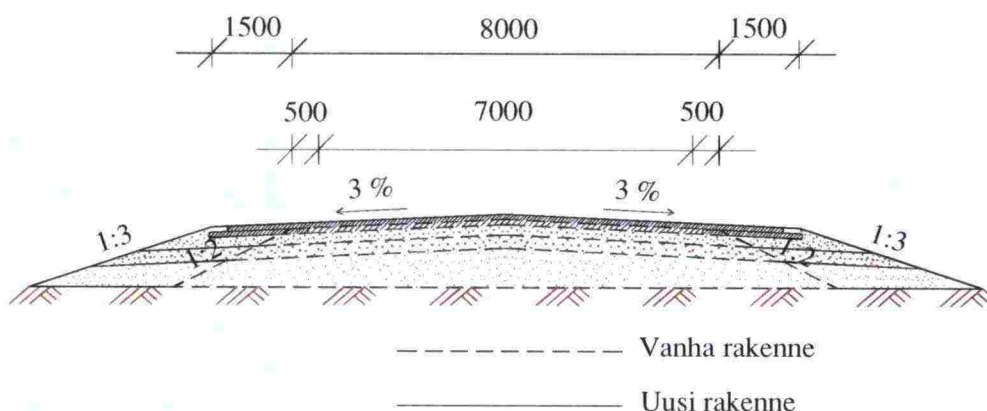


Kuva 7.41: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien ja puun osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

7.3 Vanhan tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen pehmeiköllä: 1,5 m levennys.

7.3.1 Penkereen päällysrakenne

Vanhan tiepenkereen kapeampaa levennystä edustaa *kuva 42*. Vanhana tiepenkereenä toimii poikkileikkaus 8/7 ja levennettyinä poikkileikkauksena 11/8. Ensimmäinen numero poikkileikkauksen merkinnässä tarkoittaa pinnan leveyttä ja toinen ajoradan leveyttä. Vanhan poikkileikkauksen luiskien kaltevuudeksi on valittu 1:2 ja uuden rakenteen 1:3. Molemmissa tapauksissa sivuttaiskaltevuudeksi on valittu 3 %.



Kuva 7.42: 1,5 m levennyksen poikkileikkaus ja sen päämitat.

Päällysrakenteen rakennekerrokset ja niiden paksuudet ovat *taulukon 36* mukaisia. Uudessa rakenteessa on käytetty samoja materiaaleja kuin vanhassa rakenteessa.

Taulukko 7.36: 1,5 m levennyksen rakennekerrokset ja niiden paksuudet.

Rakennekerros	Materiaali	Paksuus
Päällystevara (uusi)	1 asfalttibetoni	100 mm
Päällystevara (vanha)	1 asfalttibetoni	100 mm
Kantava kerros	Kalliomurske	200 mm
Jakava kerros	Soramoreeni	250 mm
Suodatinkerros (uusi)	Hiekka	379 – 500 mm
Suodatinkerros (vanha)	Hiekka	500 – 746 mm
Koko paksuus:		1029 – 1396 mm

Suodatinkerroksen paksuus on suurimmillaan tien tasausviivan kohdalla ja pienimmillään tien reunalla. Päällysrakenteen materiaalien tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia on lueteltu *taulukossa 37*. Maamateriaalien kimmomoduulit ovat jännityksestä riippuvaisia. Avoimen tilan kimmomoduulit on laskettu ottaen huomioon maamassan oman painon sekä tiivistämisen tuomat jännitykset. Suljetun tilan kimmomoduuleina käytetään Tielaitoksen julkaisussa *Tien suunnittelu, osa IV Tien rakenne /47/* antamia kimmomoduulin arvoja.

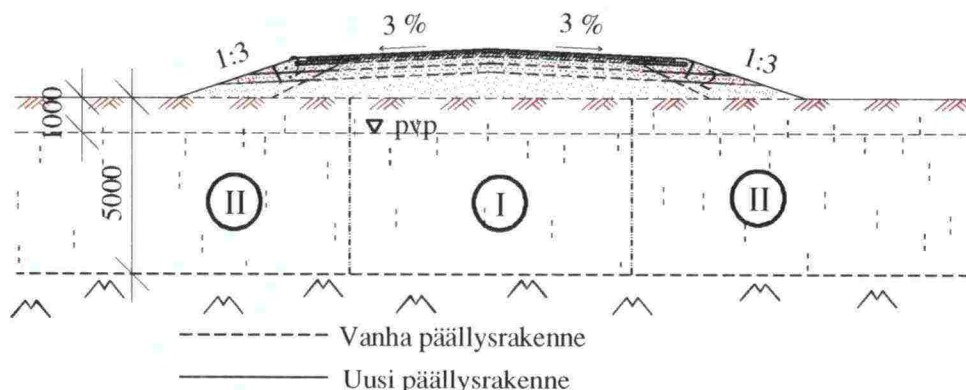
Taulukko 7.37: 1,5 m levennyksen rakennekerrosten tärkeimpiä geoteknisiä ominaisuuksia.

Materiaali	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Huippukitka-kulma ϕ [°]	Kimmomoduuli E [MPa] avoin tila	Kimmomoduuli E [MPa] suljettu tila
Asfalttibetoni	21		1000	1000
Kalliomurske	21	50,1	8,571	280
Soramurske	20	43,4	4,339	200
Hiekka	18	45,4	3,513	70

Taulukon 37 arvot, paitsi hiekan avoimen tilan kimmomoduuli, pysyvät samoina kuin korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien vastaavat arvot, jotka on esitetty *taulukoissa 1* ja *23*. Kimmomoduulien jännitysriippuvaisuudesta on esitetty enemmän *kapaleissa 7.1.1* ja *7.2.1*. Avoimen tilan kimmomoduulien määrittämisessä käytetyt kolmiaksiaalikokeen tulosteet on esitetty *liitteessä 3*.

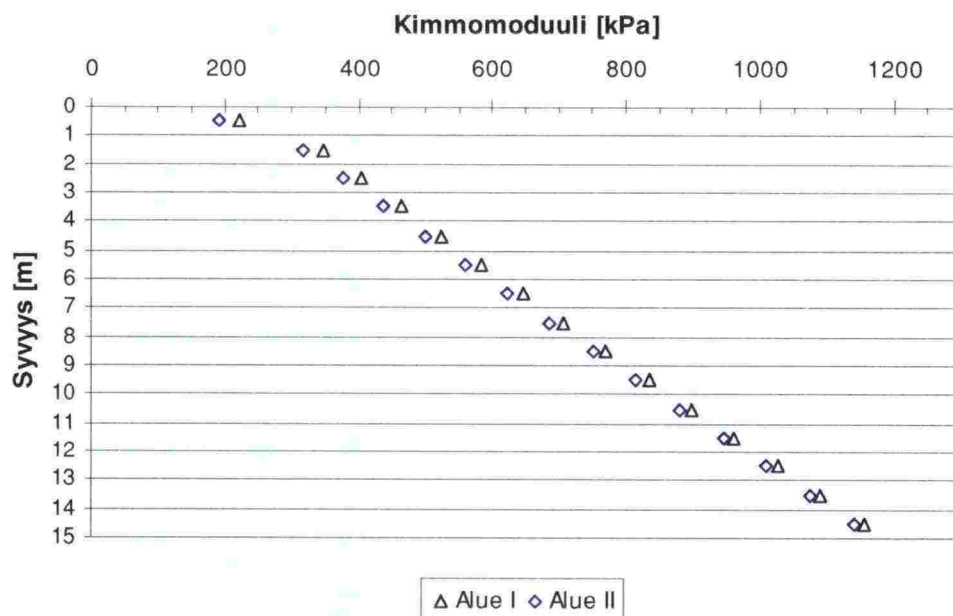
7.3.2 Penkereen pohjamaa

Uuden tiepenkereen ja levennyksen peruseriaate on sama, eli pohjamaa pysyy vakiona ja ainoastaan päällysrakenne muuttuu. Uudessa tiepenkereissä määritettiin pohjamaan metrin korkuiselle kerrokselle vain yksi kimmomoduulin arvo, joka pidettiin samana myös päällysrakenteen ulkopuolella. Levennysrakenteissa on pyritty ottamaan huomioon penkereen korkeuden muuttuminen. Tämän takia alusrakenne on jaettu samalla korkeudella kahteen erilaiseen kimmomoduulin arvoon. Kimmomoduulit muuttuvat edelleenkin korkeuden mukaan kuten korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien tapauksessa. *Kuvassa 43* havainnollistetaan penkereen kimmomoduulien määrittämisalueita. Määrittämisalue on jaettu osaluueisiin I ja II.



Kuva 7.43: Pohjamaan jakaminen kimmomoduulien määrittämisalueisiin I ja II horisontaalisessa suunnassa. Kuvan pohjamaana 5 m syvä savi.

Kuvassa 43 olevaa pohjavedenpintaa ei pidä sekoittaa päällysrakenteen vanhaan osaan. Kimmomoduulien aluejako ei ole todellisuutta vastaava, ja se perustuu karkeaan rakennekerrosten paksuudenmuutosotaksumaan. Pohjamaan avoimen tilan kimmomoduulit osalle I ja II on esitetty kuvassa 44.



Kuva 7.44: Avoimen tilan kimmomoduulit alueessa I ja II syvyyksittäin.

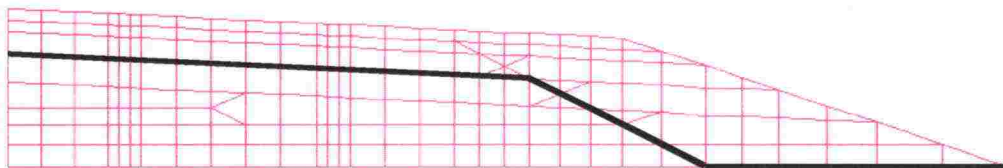
Kuivakuoren osalta molemmissa osa-alueissa kimmomoduulin arvona käytetään 1200 kPa. 5 m syvän saven tapauksessa kimmomoduulien arvot otetaan 0 - 5 m syvyyksistä. Kimmomoduulien laskenta taulukoittain esitetään liitteessä 2. Suljetun tilan kimmomoduulien arvoina voidaan käyttää ilman kuivakuorta oleville tapauk-

sille *kuvan 4* mukaisia arvoja. Kuivakuoren tapauksessa käytetään *kuvan 5* arvoja.

Saven tilavuuspaino, huippukitkakulma ja poissonin vakio ovat samat kuin *kappaleessa 7.1.2* annetut.

7.3.3 Penkereen 2-D FE-malli

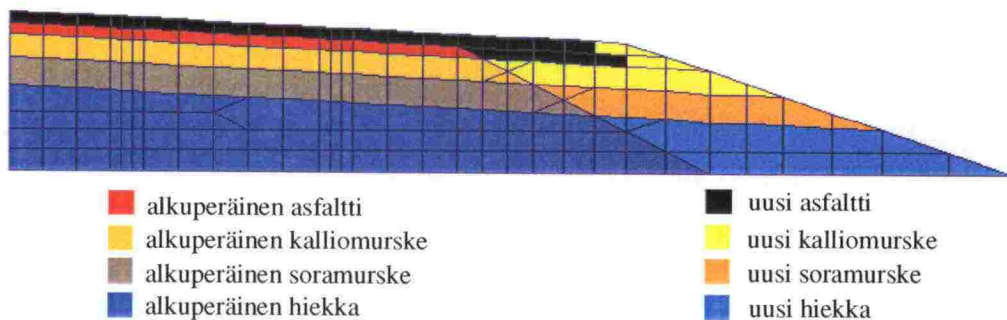
1,5 m levennyksen malli on periaatteeltaan samanlainen kuin korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien. Elementteinä käytetään alhaista astetta olevia elementtejä. Mallin koko on korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien väliltä. Mallissa on elementtejä 2351, ja DOF -luku on 4956. Penkereen päällysrakenteen elementtiverkko on esitetty *kuva*ssa 45.



Kuva 7.45: Päällysrakenteen elementtiverkko ja vetolujitteen sijainti siinä.

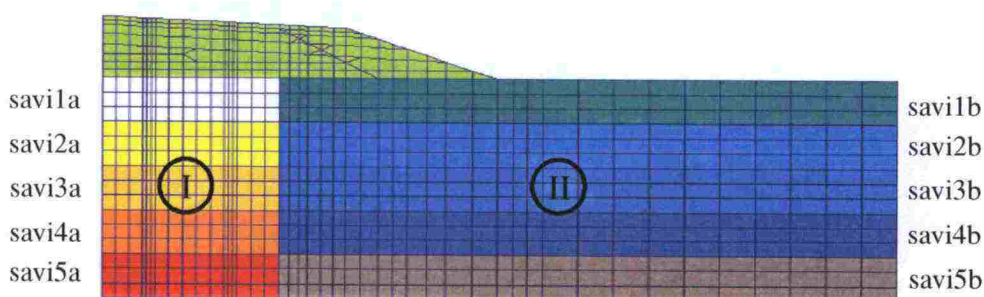
Kuvasta 45 havaitaan, että vetolujite on asennettu vanhassa rakenteessa jakavan ja kantavan kerroksen väliin sekä muuten levennyksen alle. Vetolujitteen sijainti on määritetty siten, että vetolujitteena voidaan käyttää mahdollisimman montaa materiaalia hyödyksi. Vetolujitteen muodon vuoksi puuta ei ole tutkittu vetolujitevaihtoehtona. Todellisissa tapauksissa muovipohjaisilla vetolujitteilla rakennevaihtoehtoina olisivat pussi- ja yhdistelmä rakenne. Teräksisillä ja puisella vaihtoehdolla näitä ei voitaisi toteuttaa. Pelkän suoran vetolujitteen asentaminen kantavan kerroksen ja asfaltin väliin tai kantavan ja jakavan kerroksen väliin ei ole mielekäästä, sillä vetolujitteen kapasiteetista ei tulisi hyödynnettyä kuin murto-osa. Esimerkiksi omasta painosta aiheutuva maksimijännitys teräksisellä vetolujitteella jää alle 5 MPa, kun vetolujite on sijoitettu kantavan ja jakavan kerroksen väliin. Tässä tutkimuksessa käytetyillä elementtimalleilla ei voida analysoida suoraan asfalttiin asennettavia vetolujitteita. Muovisten vetolujitteiden asentaminen suoraan asfalttiin tai

sen alle on vähintäänkin kyseenalaista asennuslämpötilan takia. Kuvan 45 tapauksessa mahdollisia stabiliteettiongelmia ei ole huomioitu. Vetolujitteen siirtymänä u käytetään taulukosta 4 saatavia arvoja. Päällysrakenteen elementtiryhmät on esitetty kuvassa 46.



Kuva 7.46: Päällysrakenteen elementtiryhmät väriselitteineen.

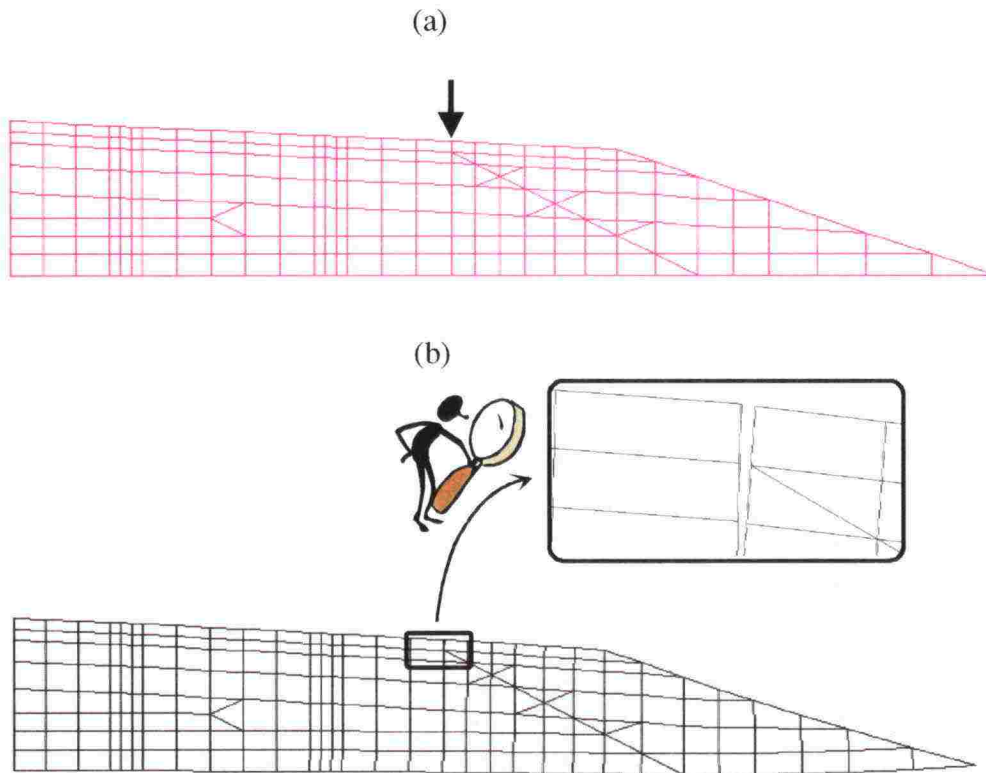
Pohjamaan osalta elementit on ryhmitelty horisontaalisessa ja vertikaalisessa suunnassa osa-alueisiin kuvan 47 tapaan.



Kuva 7.47: Pohjamaan elementtisetit, kun pohjamaana on 5 m syvä savi. I ja II tarkoittavat kuvan 43 kimmomoduulien määrittämisalueita.

Pohjamaan ja päällysrakenteen materiaalimalleina käytetään samoja kuin korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien tapauksissa.

Asfaltin oletetaan osittain murtuneen oman painonsa ja kokonaan liikennekuormituksen vaikutuksesta. Murtumiskohdaksi on valittu uuden ja vanhan päällysteen yhtymiskohta. Murtumista on mallinnettu jousielementeillä, joiden toimintatapa vastaa vetolujitteen kitkajousia. Näiden jousien jousivakio on lähes olematon. Kuvassa 48 esitetään murtumiskohta päällysrakenteessa (a) ja asfaltissa oleva murtuma (b).

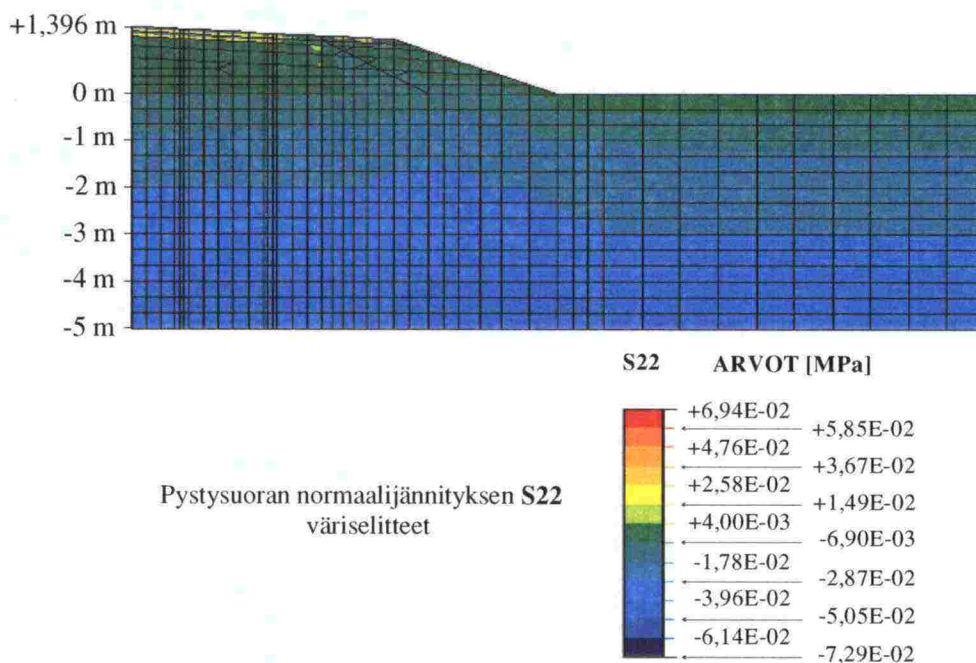


Kuva 7.48: (a) Murtuman sijainti päällysrakenteessa. (b) Päällysrakenteen todellinen deformatunut muoto ja suurennus asfaltissa olevasta halkeamasta. Halkeamassa ei ole esitetty jousielementtejä. Halkeaman vahvistuskerroin suurennuksessa on 4,5.

7.3.4 Laskennan suorittaminen

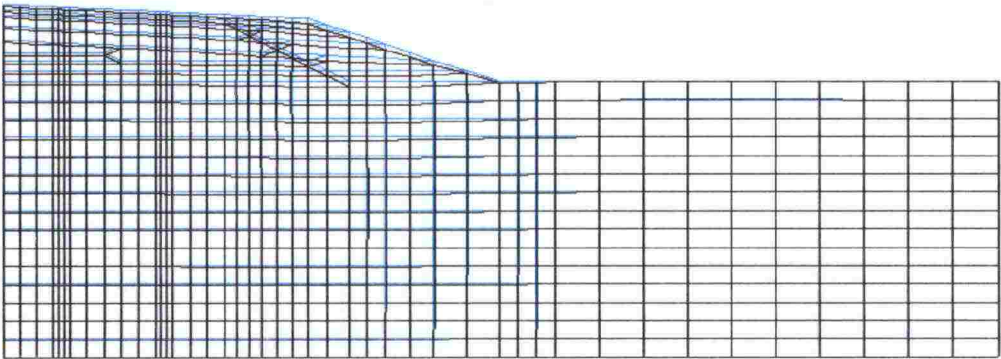
Laskentaa on jouduttu yksinkertaistamaan verrattuna todelliseen tilanteeseen maassa. Pohjamaan geostaattisen alkujännitystilän laskeminen ei onnistu nolla-muodonmuutoksilla muulle kuin tasaiselle pohjamaalle, kun kyseessä on käsky **INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, GEOSTATIC*. Vanhan tiepenkereen ollessa pohjalla aiheuttaa geostaattisen alkujännitystilän iterointi noin 10 mm epätasaisia painumia. Penkereen päällysrakenteen kaltevuuksien laskenta menettää merkityksensä, jos alkutilanteeksi valitaan epätasaisesti painunut pohjamaa. Tämän takia levennetyn penkereen alkujännitystilän laskemisessa ei ole otettu huomioon vanhaa, alla olevaa päällysrakennetta. Vanhan päällysrakenteen pois jättämisellä alkujännitystilaa laskettaessa menetetään uuden pohjamaan todellinen jännitystila. Käytettäessä savelle puhtaasti lineaarisesti kimmoista materiaa-
limallia ei alkujännitystilalla ole merkitystä muodonmuutoksiin.

Laskenta aloitetaan pelkän saven omasta painosta tulevan alkujännitystilän laskemisella (kuva 19). Tähän lisätään penkereen levennyksestä tuleva kuormitus, jolloin saadaan kuvan 49 mukainen pystysuuntaisten normaalijännitysten mukainen jännitys jakauma.



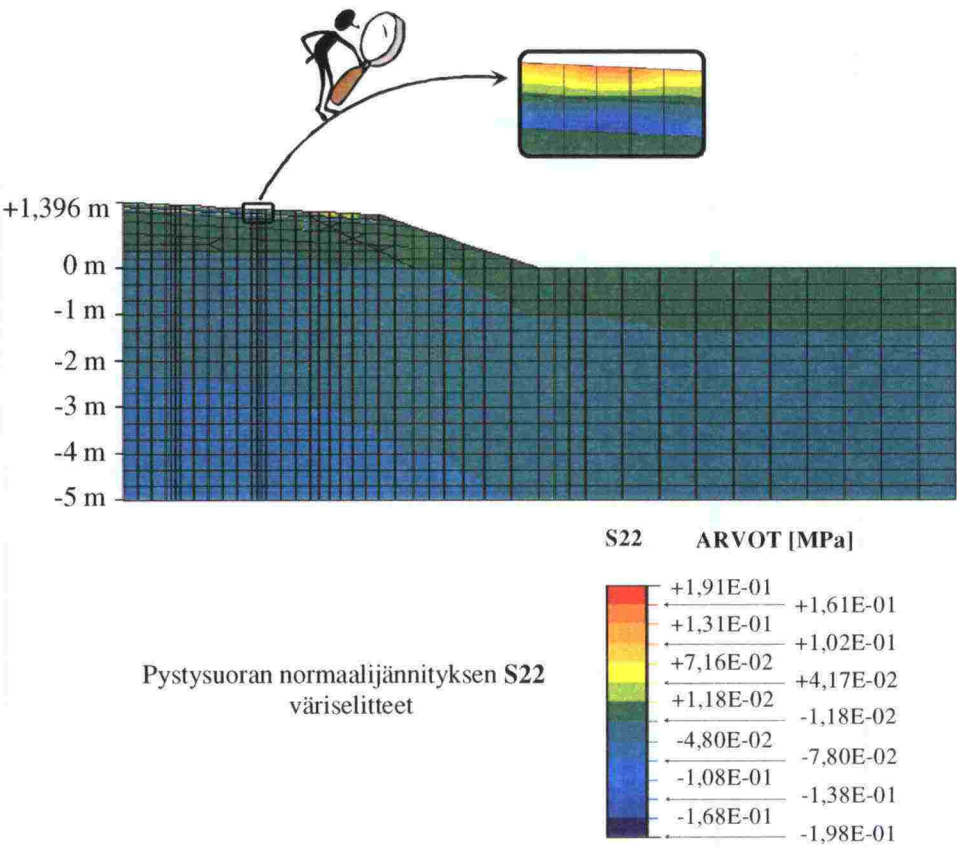
Kuva 7.49: Pystysuuntaisten normaalijännitysten jännitys jakauma väriselitteineen, kun pohjamaana on 5 m syvä savi.

Kuvassa 49 esitetyt vetojännitykset esiintyvät asfaltissa. Kuvaa 49 vastaavat muodonmuutokset on esitetty kuvassa 50. Kuvan 50 mukaisesta tilanteesta on laskettu myös penkereen sivuttaiskaltevuus ja sen muutos sekä vetolujitteiden maksimijännitykset ja -venymät. Haluttaessa ratkaista penkereen todellinen pystysuora normaalijännitystila voidaan vanhalle päällysrakenteelle antaa omapaino kuormitukseksi. Tällaisella kuormitusstepillä (=laskentakierros) saadaan todellinen jännitystila näkyviin, mutta muodonmuutostila on tällöin väärä. Kuvassa 51 esitetään levennetyn penkereen todellinen pystysuoran normaalijännityksen jännitys jakauma.



Kuva 7.50: Kuva 49 vastaava deformatunut penger sekä deformatumaton penger.

Todellista muodonmuutosta vastaava kuvaaja ei yleensä pysty antamaan tarkkaa tietoa maksimimuodonmuutostilasta. Tällöin on tutkittava kuvaajia, joita on vahvistettu vahvistuskertoimella >1.



Kuva 7.51: Penkereen todellinen pystysuora normaalijännitys jakauma.

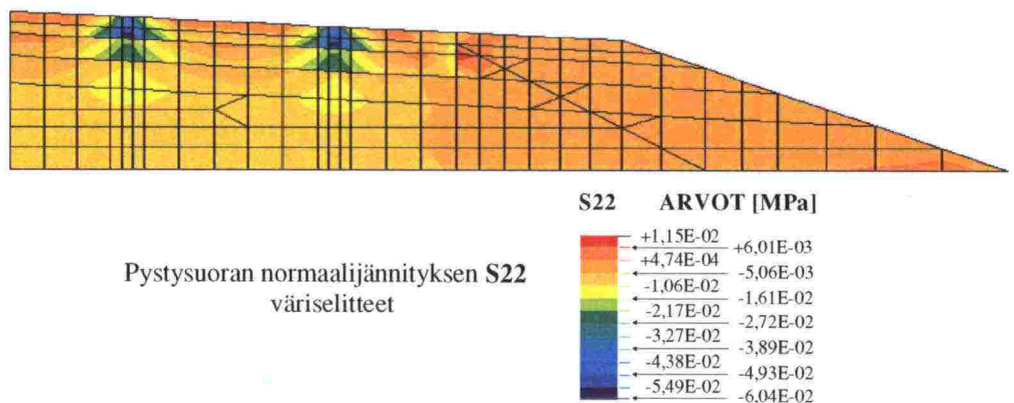
Kuvasta 51 havaitaan, että maksimi arvot saavutetaan asfaltissa. Kuvan 50 mukainen penkereen päällysrakenteen muodonmuutostila aiheuttaa vastaavasti vetolujitteeseen kuvan 52 mukaisen muodonmuutoksen.



Kuva 7.52: Vetolujitteen alkuperäinen ja deformoitunut muoto.

Levennyksen laskennassa toinen suurempi yksinkertaistus on vanhan päällysrakenteen huomioonottaminen ennen konsolidaatiopainumia. Yksinkertaistukseen on päädytty, sillä ABAQUS ei pysty generoimaan automaattisesti uutta verkkoa deformoituneen verkon tilalle. Alkuperäisen päällysrakenteen painumisesta johtuva korottaminen levennystä tehtäessä on otettu huomioon korottamalla saven avoimen tilan kimmomoduulia alueessa I. Kimmomoduulien korotus on voitu tehdä olettamuksella, että vanhaa päällysrakennetta tullaan korottamaan keskimäärin 250 mm ja materiaalina käytetään kalliomursketta.

Liikennekuormituksen tuoman lisäjännityksen laskeminen vetolujitteessa etenee samalla tavalla kuin korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien tapauksessa. Ensiksi lasketaan savelle geostaattinen esijännitystila ja tähän lisätään pelkästä liikennekuormituksesta tuleva jännitys. 1,5 m levennystä pidetään pelkkänä pinnan levennyksenä ilman ajourien muutosta. Liikennekuormituksena on sama kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Tämä aiheuttaa maksimissaan penkereeseen 12,8 mm painuman. Liikennekuormituksen aiheuttama pystysuuntainen normaalijännitys päällysrakenteessa esitetään kuvassa 53. Kuvassa 53 päällysrakenne on ilman vetolujitetta.



Kuva 7.53: Liikennekuorman aiheuttamat pystysuorat normaalijännitykset päällysrakenteessa.

Kuvassa 53 esiintyvä vetojännityshuippu asfaltin ja kantavan kerroksen yhteydessä johtuu asfaltin halkeilusta ja siinä vaikuttavista jousielementeistä. Renkaista aiheutuva paine asfaltin yläpinnassa vaatisi tarkassa analyysissä erittäin tiheän verkon.

7.3.5 Tulokset

7.3.5.1 15 m syvä savi ilman kuivakuorta

Tuloksissa otetaan esille levennyksestä aiheutuvat primääriset maksimikonsolidaatiopainumat ja painumat tien tasausviivan kohdalla, penkereen sivuttaiskaltevuudet kolmella eri tavalla ja vetolujitteiden maksimijännitykset ja -venymät. Asfaltin venymiä ei ole mielekästä tutkia, sillä se oletetaan valmiiksi halkeilleeksi. Tulosten esittely käydään alusrakenteittain. Taulukossa 38 a on esitetty primäärinen konsolidaatiopainuma tien tasausviivan kohdalla sekä taulukossa 38 b levennysosan aiheuttama maksimi primäärinen konsolidaatiopainuma eri vetolujitteilla. Maksimipainuma tien yläpinnassa tapahtuu pinnan ulkoreunassa (kuva 50).

Taulukko 7.38: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivan kohdalla, (b) maksimi omasta painosta, kun pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

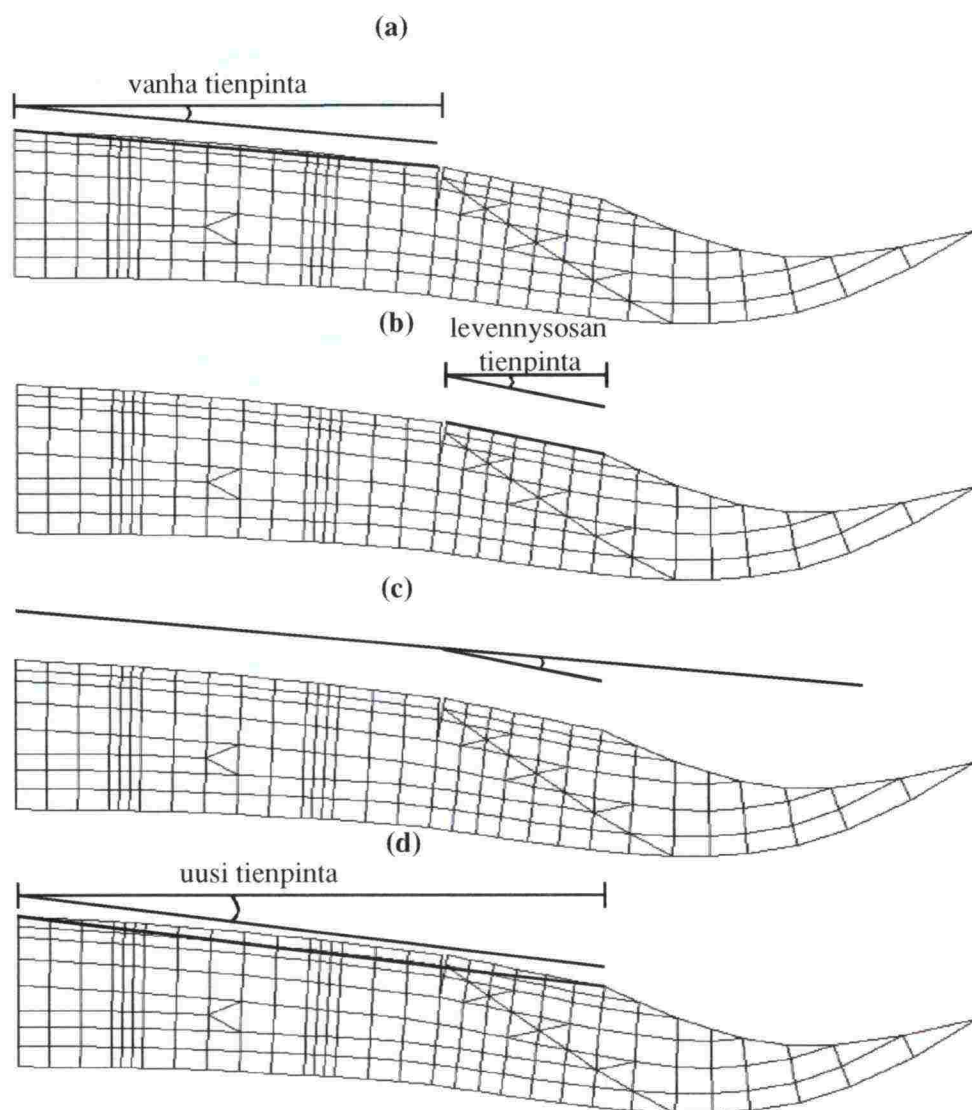
(a)

Vetolujite	Painuma tasausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	96,5	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	95,7	0,8	0,8
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	95,7	0,8	0,8
HDPE-verkko	95,0	1,5	1,6
PA (nylon) tekstiili	95,0	1,5	1,6
PP tekstiili	95,2	1,3	1,3
PET tekstiili	95,4	1,1	1,1
Lasikuitumatto	95,5	1,0	1,0

(b)

Vetolujite	Maksimipainuma omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	135,9	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	132,9	3,6	2,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	132,8	3,1	2,3
HDPE-verkko	134,9	1,0	0,7
PA (nylon) tekstiili	134,8	1,1	0,8
PP tekstiili	134,6	1,3	1,0
PET tekstiili	133,8	2,1	1,5
Lasikuitumatto	133,4	2,5	1,8

Taulukon 38 kohdasta *a* havaitaan, että teräsverkko jakaa jännityksiä parhaiten, sillä painumat tasausviivan kohdalla ovat sillä tutkituista vetolujitteista suurimmat. Maksimipainumiin vetolujitteella ei ole huomattavaa vaikutusta. Penkereen kaltevuuksista tutkitaan penkereen uutta kaltevuutta vanhalla osalla (kuva 54 *a*), penkereen uutta kaltevuutta uudella osalla (kuva 54 *b*) ja näiden erotus (kuva 54 *c*) sekä penkereen uutta kaltevuutta tasausviivasta uuteen reunaan (kuva 54 *d*).



Kuva 7.54: (a) Vanha tienpinta ja sen uusi kallistus, (b) levennysosan tienpinta ja sen uusi kallistus, (c) vanhan ja uuden tienpinnan kallistuksen erotus, (d) koko päällysrakenteen uusi tienpinta. Kuvissa esiintyvää pengertä on vahvistettu kertoimella 10.

15 m syvän saven, ilman kuivakuorta, tapauksessa penkereen kaltevuuksia on listattu *taulukko*on 39. Penkereen uusi kaltevuus vanhalla osalla on sama 3,27 %, riippumatta siitä onko penkereessä vetolujite tai ei. Vanhan penkereen alkuperäinen kaltevuus on 3 %. Uuden ja alkuperäisen kaltevuuden erotus on täten 0,27 %.

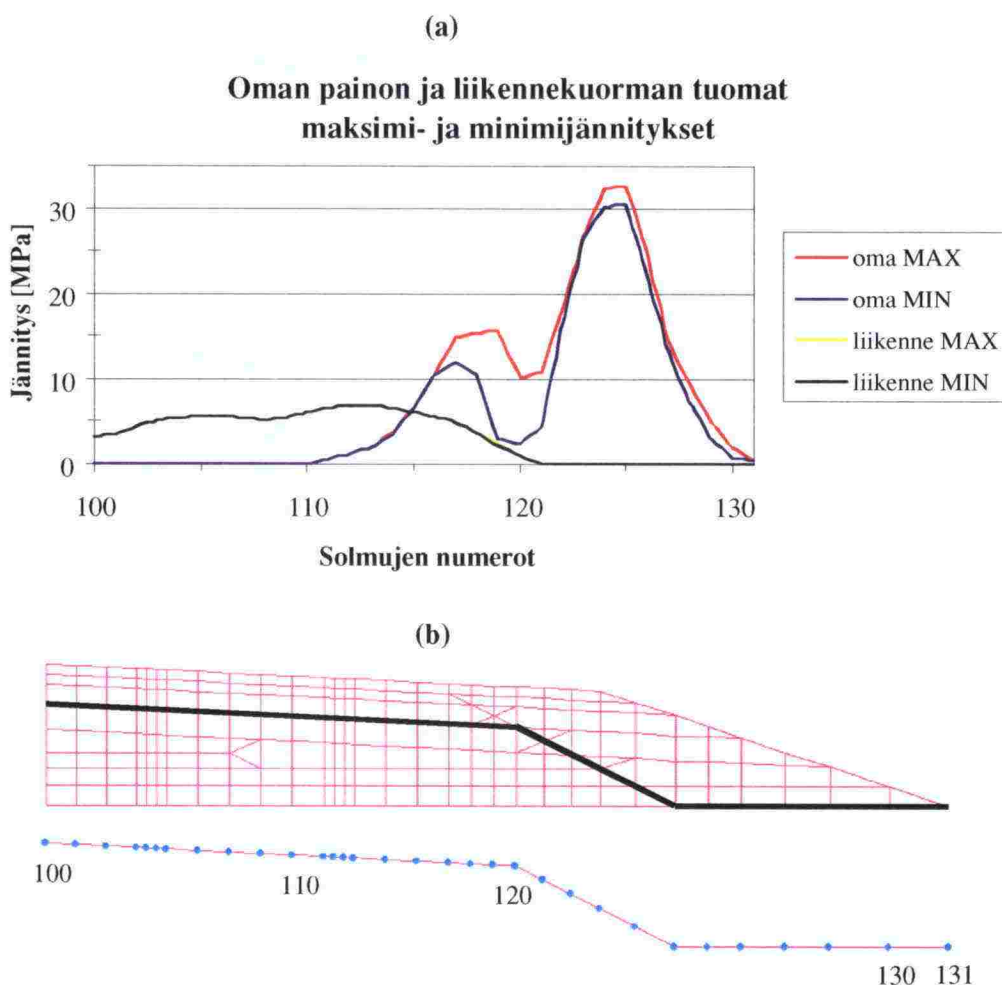
Taulukko 7.39: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) tekstiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	4,04	3,87	3,86	3,99	3,92	3,97	3,93	3,90
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	1,04	0,87	0,86	0,99	0,92	0,97	0,93	0,90
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus [kalt.%]	0,77	0,60	0,59	0,72	0,65	0,70	0,66	0,63
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0,0	22,1	23,4	6,5	15,6	9,1	14,3	18,2
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt.%]	3,48	3,43	3,43	3,46	3,44	3,46	3,45	3,44
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,48	0,43	0,43	0,46	0,44	0,46	0,45	0,44

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,60/0,77) \cdot 100 \% = 22,1 \%$

Uotisen /48/ mukaan levennysrakenteille voidaan käyttää *taulukon* 5 raja-arvoja. Vetolujitteilla on vain vähäinen merkitys levennyksen ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotukseen. Erotuksen maksimiarvo, joka saatiin ilman lujitetta, on 0,77 %, ja galvanoidulla teräksellä saatu minimiarvo on 0,59 %.

Levennyksen painuminen saa aikaan suuria eroja vetolujitteen jännityksissä. Erot johtuvat suurelta osin taivutuksesta. Kuvassa 55 esitetään teräsverkon, teräs 1, minimi- ja maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta.



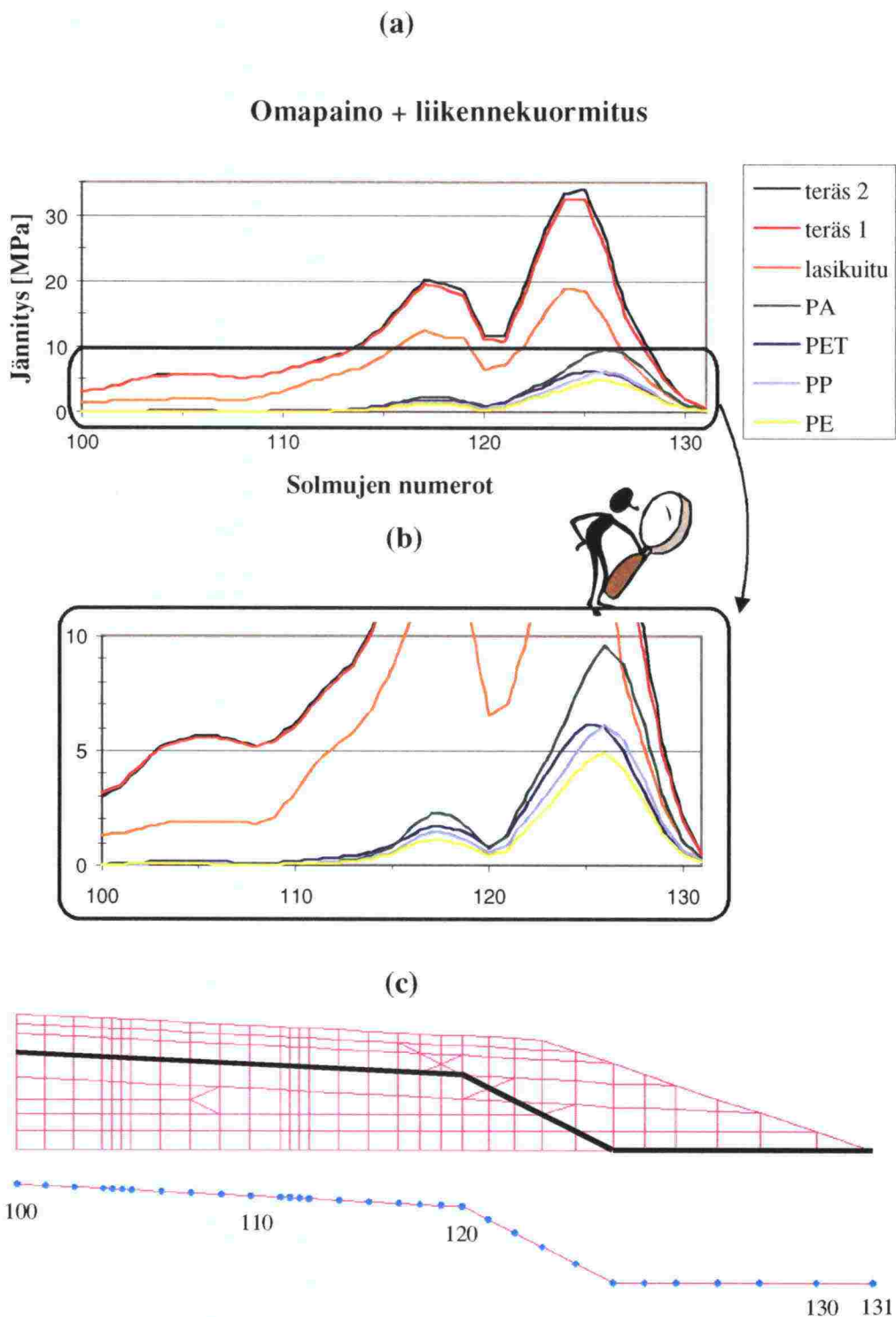
Kuva 7.55: (a) Vetolujitteen maksimi- ja minimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta. (b) Vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen lokaali solmunumerointi. Vetolujitteena on teräs 1.

Kuvasta 55 a havaitaan selvä ero maksimi- ja minimijännityksissä omasta painosta, kun taas liikennekuormasta eroa ei ole kunnolla havaittavissa. Suurin liikennekuorman erotus on 0,0766 MPa solmun 120 kohdalla. Oman painon erotus on suurimmillaan solmussa 119 ja on arvoltaan 12,519 MPa. Taulukossa 40 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimivenymät esitetään myös eri vetolujitteille.

Taulukko 7.40: Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta [MPa]	Maksimi- venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	32,6	6,8	0,014
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	33,7	6,9	0,016
HDPE-verkko	4,9	0,1	0,462
PA (nylon) tekstiili	9,6	0,1	0,478
PP tekstiili	6,1	0,1	0,470
PET tekstiili	8,1	0,2	0,199
Lasikuitumatto	18,1	2,1	0,0257

Kuvasta 55 a havaitaan hyvin, kuinka oman painon ja liikennekuorman aiheuttamien vetojännitysten maksimikohdat ovat eri kohdassa. Laskemalla yhteen maksimijännitykset saadaan liian varmallalla puolella olevia tuloksia. Ottamalla huomioon paikkakoordinaatit (solmut) saadaan yhdistetyiksi jännityksiksi kuvan 56 mukaisia jännitysjaakaumia eri vetolujitteille.



Kuva 7.56: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

7.3.5.2 15 m syvä kuivakuorellinen savi

Penkereen pohjamaan ollessa 15 m syvä savi kuivakuorella saadaan konsolidaatiopainumiksi *taulukon 41* mukaisia arvoja.

Taulukko 7.41: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivan kohdalla (b) maksimi omasta painosta.

(a)

Vetolujite	Painuma tasausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	86,3	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	86,8	-0,5	-0,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	86,8	-0,5	-0,6
HDPE-verkko	86,4	-0,1	-0,1
PA (nylon) tekstiili	86,4	-0,1	-0,1
PP tekstiili	86,4	-0,1	-0,1
PET tekstiili	86,5	-0,2	-0,2
Lasikuitumatto	86,7	-0,4	-0,5

(b)

Vetolujite	Maksimi-painuma omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	106,8	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	106,2	0,6	0,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	106,1	0,7	0,7
HDPE-verkko	106,7	0,1	0,1
PA (nylon) tekstiili	106,6	0,2	0,2
PP tekstiili	106,6	0,2	0,2
PET tekstiili	106,5	0,3	0,3
Lasikuitumatto	106,3	0,5	0,5

Taulukosta 41 a havaitaan vetolujitteisen penkereen suurempi painuminen tasausviivan kohdalla kuin ilman lujitetta olevan. *Taulukossa 42* esitetään erilaisia penkereen kaltevuuksia.

Taulukko 7.42: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) teks- tiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Vanhan penkereen uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3.16	3.17	3.17	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16
Vanhan penkereen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0.16	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3.44	3.40	3.39	3.44	3.43	3.43	3.42	3.41
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0.44	0.40	0.39	0.44	0.43	0.43	0.42	0.41
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus [kalt.%]	0.28	0.23	0.22	0.28	0.27	0.27	0.26	0.25
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0.0	17.9	21.4	0.0	3.6	3.6	7.1	10.7
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt.%]	3.24	3.23	3.23	3.24	3.24	3.24	3.23	3.23
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0.24	0.23	0.23	0.24	0.24	0.24	0.23	0.23

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,23/0,28) \cdot 100 \% = 17,9 \%$

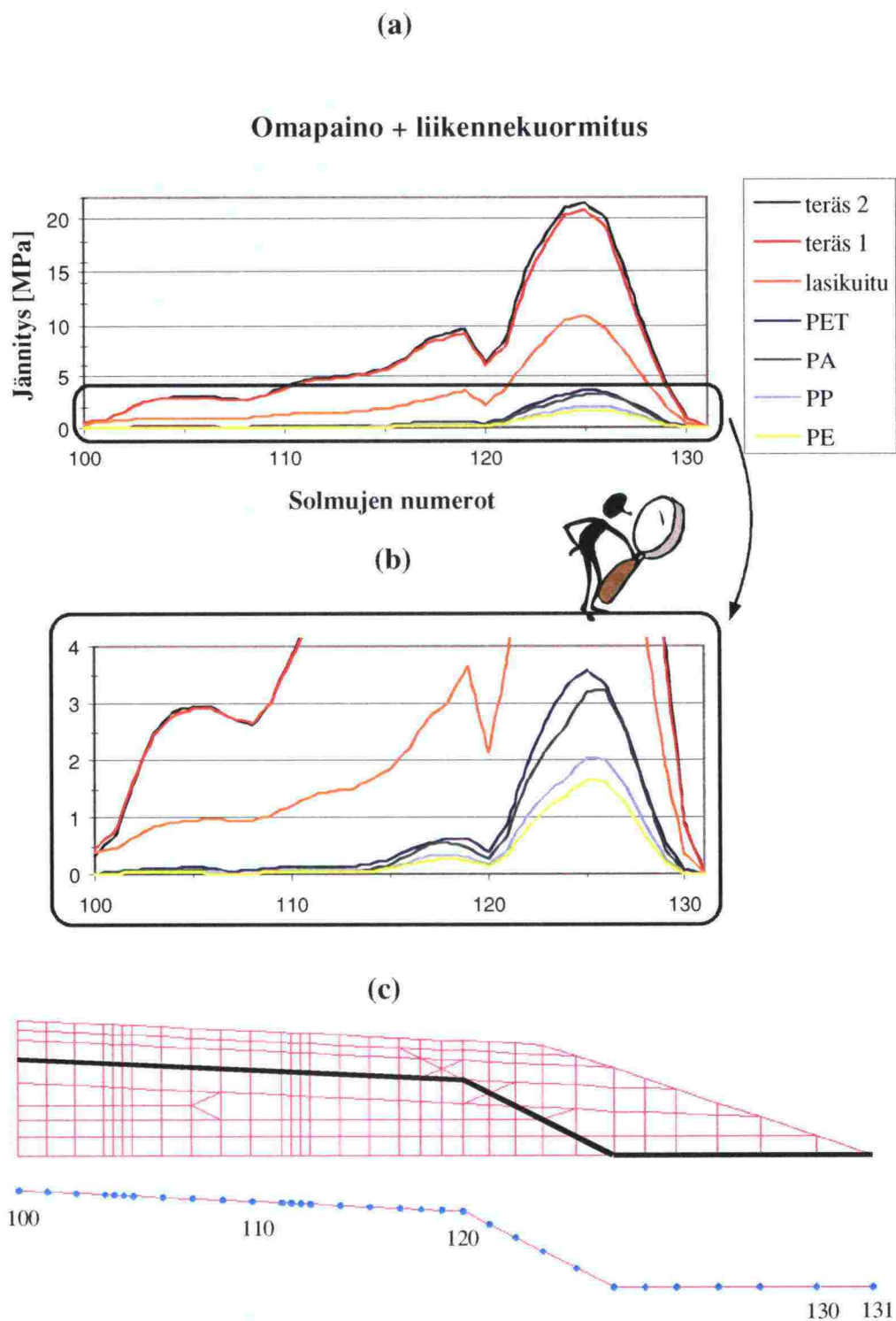
Taulukosta 42 havaitaan polyeteenin nollavaikutus kaltevuuden pienentämiseen. Muoveista saatu hyöty kaltevuuden pienentämisessä on muutenkin erittäin vähäinen. Koko päällysrakenteen uusi kaltevuus on käytännössä vetolujitteesta riippumaton.

Taulukossa 43 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimivenymät esitetään myös eri vetolujitteille.

Taulukko 7.43: Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta	Maksimi- venymä omasta painosta
	[MPa]	[MPa]	[%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	20,8	4,68	0,010
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	21,5	4,83	0,010
HDPE-verkko	1,7	0,04	0,155
PA (nylon) tekstiili	3,2	0,09	0,161
PP tekstiili	2,0	0,06	0,155
PET tekstiili	3,6	0,14	0,088
Lasikuitumatto	10,8	1,37	0,015

Vetojännitykset ja venymät ovat alhaisia kaikissa vetolujitteissa. Yhdistämällä oman painon ja liikennekuorman tuomat jännitykset saadaan kuvan 57 a ja b mukaisia jännityskuvaajia.



Kuva 7.57: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorinen savi.

7.3.5.3 5 m syvä savi ilman kuivakuorta

Penkereen pohjamaan ollessa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta saadaan konsolidaatiopainumiksi *taulukon 44* mukaisia arvoja.

Taulukko 7.44: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivan kohdalla, (b) maksimi omasta painosta.

(a)

Vetolujite	Painuma tasausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	41,0	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	41,7	-0,7	-1,7
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	41,7	-0,7	-1,7
HDPE-verkko	41,3	-0,3	-0,7
PA (nylon) tekstiili	41,3	-0,3	-0,7
PP tekstiili	41,4	-0,4	-1,0
PET tekstiili	41,6	-0,6	-1,5
Lasikuitumatto	41,6	-0,6	-1,5

(b)

Vetolujite	Maksimi-painuma omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	88,6	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	85,5	3,1	3,5
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	85,3	3,3	3,7
HDPE-verkko	87,6	1,0	1,1
PA (nylon) tekstiili	86,9	1,3	1,5
PP tekstiili	87,2	1,4	1,6
PET tekstiili	86,4	2,2	2,5
Lasikuitumatto	86,4	2,2	2,5

Vetolujitteisen penkereen suurempi painuminen tasausviivan kohdalla havaitaan *taulukosta 44 a*. *Taulukossa 45* esitetään erilaisia penkereen kaltevuuksia.

Taulukko 7.45: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuiva-kuorta.

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) teks- tiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Vanhan penkereen uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3,28	3,29	3,29	3,28	3,28	3,28	3,29	3,29
Vanhan penkereen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,28	0,29	0,29	0,28	0,28	0,28	0,29	0,29
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	4,28	4,09	4,08	4,22	4,15	4,20	4,15	4,15
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	1,28	1,09	1,08	1,22	1,15	1,20	1,15	1,15
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus [kalt.%]	1,00	0,80	0,79	0,94	0,87	0,92	0,86	0,86
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0,0	20,0	21,0	6,0	13,0	8,0	14,0	14,0
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt.%]	3,55	3,51	3,51	3,54	3,51	3,53	3,52	3,52
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,55	0,51	0,51	0,54	0,51	0,53	0,52	0,52

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,80/1,00) \cdot 100 \% = 20,0 \%$

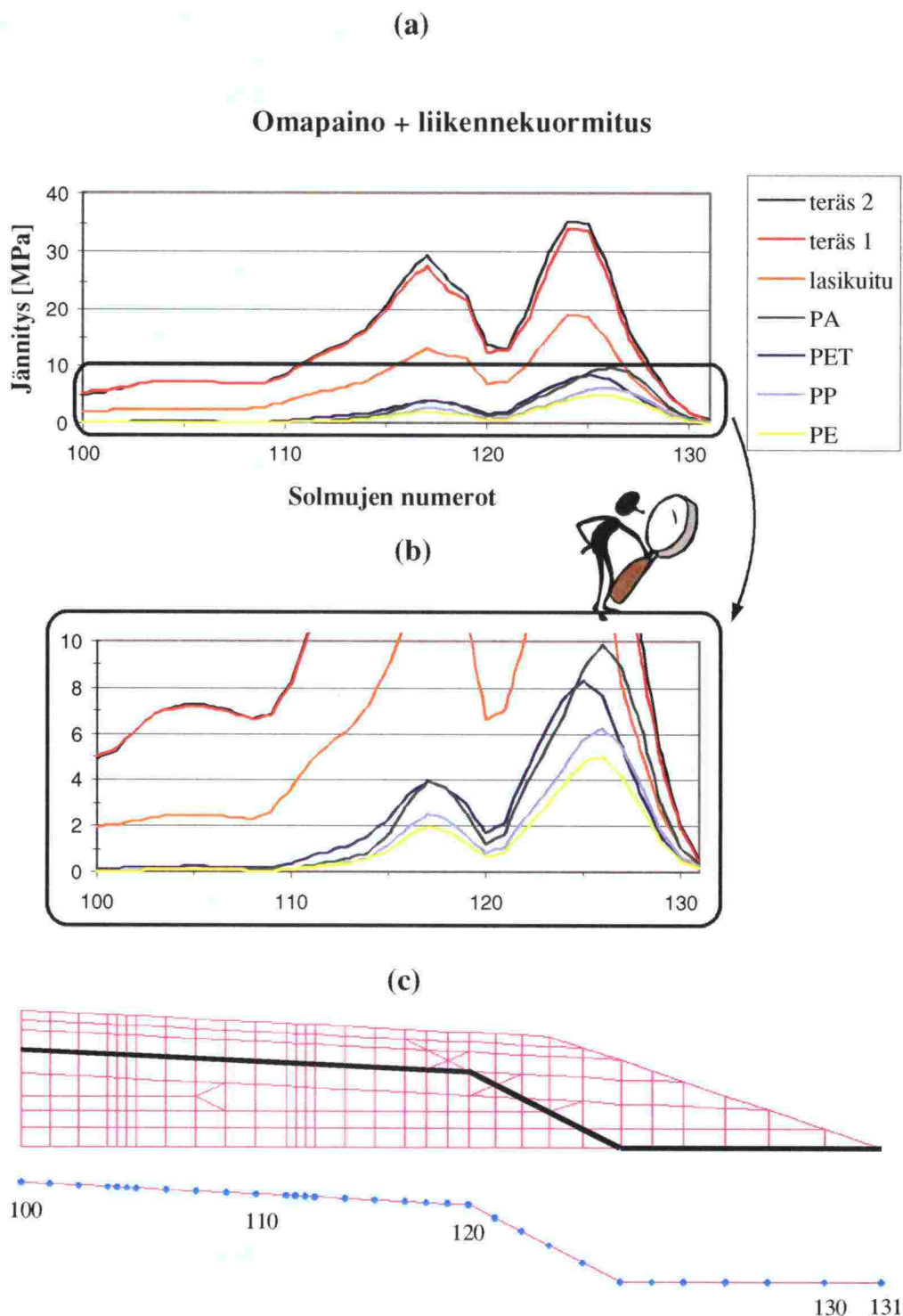
Taulukosta 45 havaitaan, että kaikilla vetolujitteilla uusien kaltevuuksien erotus on lähellä toisiaan. Parhaan tuloksen antaa teräs 2 arvolla 0,79 %, ja huonoimman antaa polyeteeni arvolla 0,94 %. Koko päällysrakenteen uusi kaltevuus on käytännössä vetolujitteesta riippumaton.

Taulukossa 46 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimivenymät esitetään myös eri vetolujitteille.

Taulukko 7.46 Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 5 m syvä savi.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta	Maksimi- venymä omasta painosta
	[MPa]	[MPa]	[%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	33,8	7,96	0,016
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	35,2	8,15	0,017
HDPE-verkko	5,0	0,07	0,470
PA (nylon) tekstiili	9,8	0,13	0,490
PP tekstiili	6,2	0,08	0,478
PET tekstiili	8,3	0,22	0,206
Lasikuitumatto	19,0	2,46	0,027

Vetojännitykset ja venymät ovat alhaisia kaikissa vetolujitteissa. Yhdistämällä oman painon ja liikennekuorman tuomat jännitykset saadaan kuvan 58 a ja b mukaisia jännityskuvaajia.

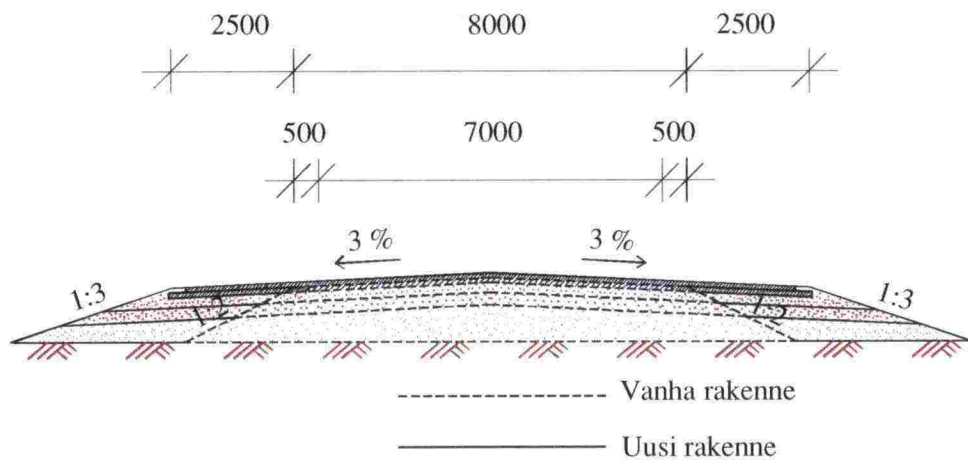


Kuva 7.58: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

7.4 Vanhan tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen
pehmeiköllä: 2,5 m levennys.

7.4.1 Penkereen päällysrakenne

Vanhan tiepenkereen leveämpää levennystä edustaa kuva 59. Vanhana tiepenkereenä toimii poikkileikkaus 8/7 ja levennettynä poikkileikkauksena 13/8. Ensimmäinen numero poikkileikkauksen merkinnässä tarkoittaa pinnan leveyttä ja toinen ajoradan leveyttä. Vanhan poikkileikkauksen luiskien kaltevuudeksi on valittu 1:2 ja uuden rakenteen 1:3. Molemmissa tapauksissa sivuttaiskaltevuudeksi on valittu 3 %.



Kuva 7.59: 2,5 m levennyksen poikkileikkaus ja sen päämitat.

Päällysrakenteen rakennekerrokset ja niiden paksuudet ovat taulukon 47 mukaisia. Uudessa rakenteessa on käytetty samoja materiaaleja kuin vanhassa rakenteessa.

Taulukko 7.47: 2,5 m levennyksen rakennekerrokset ja niiden paksuudet.

Rakennekerros	Materiaali	Paksuus
Päällystevara (uusi)	1 asfalttibetoni	100 mm
Päällystevara (vanha)	1 asfalttibetoni	100 mm
Kantava kerros	Kalliomurske	200 mm
Jakava kerros	Soramoreeni	250 mm
Suodatinkerros (uusi)	Hiekka	332 – 500 mm
Suodatinkerros (vanha)	Hiekka	500 – 746 mm
Koko paksuus:		1029 – 1396 mm

Suodatinkerroksen paksuus on suurimmillaan tien tasausviivan kohdalla ja pienimmillään tien reunalla. Päälysrakenteen materiaalien geotekniset ominaisuudet ovat samat kuin 1,5 m levennyksessä. Nämä on esitetty *taulukossa 37*.

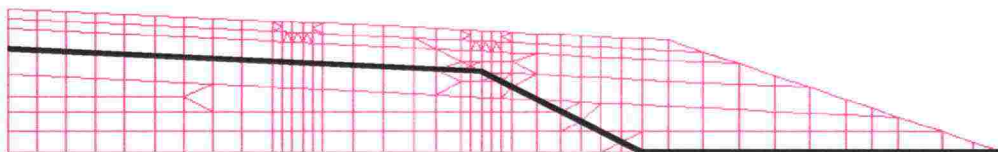
7.4.2 Penkereen pohjamaa

Penkereen pohjamaa pysyy samanlaisena kuin 1,5 m levennyksessä. Pohjamaa jaetaan erilaisiin osa-alueisiin vertikaalisessa ja horisontaalisessa suunnassa. Horisontaalisessa suunnassa alueet jaetaan *kuvan 43* mukaan. Vertikaalissa suunnassa alueet jaetaan metrin korkuisiin kerroksiin, kuten kaikissa aikaisemmissakin tapauksissa. Pohjamaan avoimen tilan kimmomoduulit on esitetty syvyyksittäin *kuvassa 44*. Suljetun tilan kimmomoduulien arvoina voidaan käyttää, ilman kuivakuorta oleville tapauksille, *kuvan 4* mukaisia arvoja. Kuivakuoren tapauksessa käytetään *kuvan 5* arvoja.

Saven tilavuuspaino, huippukitkakulma ja poissonin vakio on annettu *kappaleessa 7.1.2*.

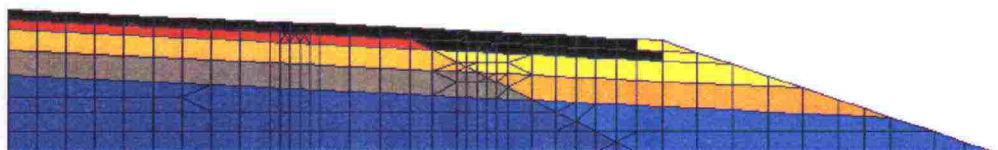
7.4.3 Penkereen 2-D FE-malli

2,5 m levennyksen malli on peruseriaateeltaan samanlainen kuin 1,5 m levennys. Pohjamaa mallinnetaan alhaista astetta olevilla neliöelementeillä. Päälysrakenteen mallinnuksessa on käytetty myös 8-solmuisia neliöelementtejä. Ne sijaitsevat renkaan kosketuskohdan alapuolisessa asfaltissa. Mallin suurin ero, 1,5 m levennykseen verrattuna, on toisen ajouran muuttuminen penkereen levennysosalle. Malli on suurin käsitellyistä poikkileikkausten elementtimalleista. Mallissa on 3401 elementtiä, ja sen DOF -luku on 6944. Penkereen päälysrakenteen elementtiverkko on esitetty *kuvassa 60*.



Kuva 7.60: Päälysrakenteen elementtiverkko ja vetolujitteen sijainti siinä.

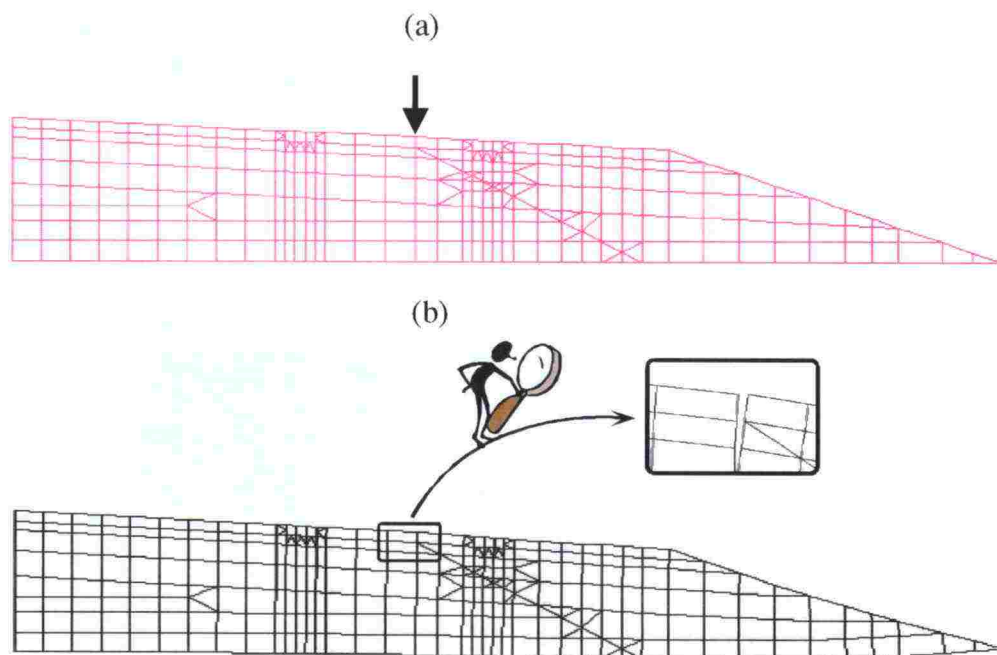
Kuvasta 60 havaitaan, että vetolujite sijaitsee, kuten 1,5 m levennyksessä, vanhassa rakenteessa kantavan ja jakavan kerroksen välissä. Levennyksen osalta lujite seuraa vanhan rakenteen ja levennyksen rajapintaa sekä reunemmalla pohjamaan ja levennyksen rajapintaa. Tutkittavat vetolujitteet ovat myös samoja kuin 1,5 m levennyksessä. Vetolujitteen siirtymän u arvot saadaan taulukosta 4. Kuvassa 61 esitetään päälysrakenteen elementtiryhvät väriselitteineen.



- | | |
|---------------------------|-------------------|
| alkuperäinen asfaltti | uusi asfaltti |
| alkuperäinen kalliomurske | uusi kalliomurske |
| alkuperäinen soramurske | uusi soramurske |
| alkuperäinen hiekka | uusi hiekka |

Kuva 7.61: Päälysrakenteen elementtiryhvät väriselitteineen.

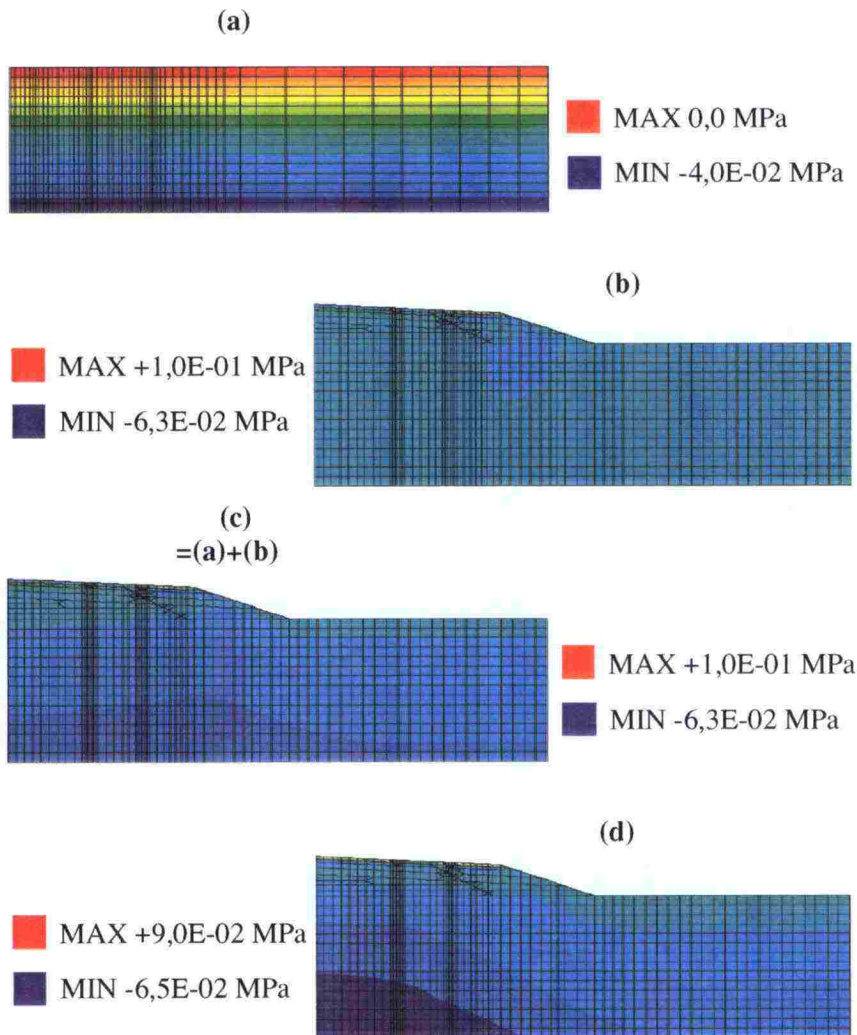
Asfaltti oletetaan myös tässä tapauksessa haljenneeksi uuden ja vanhan päällysteen yhtymiskohdassa (kuva 62). Halkeilua on mallinnettu samanlaisilla jouselementeillä kuin 1,5 m levennyksessä. Pohjamaan osalta elementit on ryhmitelty horisontaalisessa ja vertikaalisessa suunnassa osa-alueisiin kuvan 47 tapaan. Kuvassa 47 esiintyvä päällysrakenne voidaan korvata suoraan 2,5 m levennyksen omaavalla päällysrakenteella.



Kuva 7.62: (a) Murtuman sijainti päällysrakenteessa. (b) Päällysrakenteen todellinen deformoitunut muoto ja suurennus asfaltissa olevasta halkeamasta. Halkeamassa ei ole esitetty jousielementtejä. Halkeaman vahvistuskerroin suurennuksessa on 6,24.

7.4.4 Laskennan suorittaminen

Laskenta suoritetaan luvussa 7.3.4 esitetyllä yksinkertaistetulla tavalla. Aluksi määritetään pohjalla olevan saven geostaattinen alkujännitystilaa omasta painosta. Tämän jälkeen lisätään levennyksestä tulevan oman painon kuormitus. Tässä tilassa tutkitaan penkereen muodonmuutoksia ja vetolujitteen jännityksiä. Penkereen todellisen jännitystilaa selvittämiseksi voidaan vanhalle päällysrakenteelle antaa myös omapaino kuormitukseksi. Kuvassa 63 esitetään laskennan kulku. Kuva 63 a esittää pelkän saven geostaattista esijännitystilaa. Kuva 63 b esittää levennyksestä tulevaa lisäjännitystä ja kuva 63 c vastaavasti yhdistettyä (a+b) jännitystä. Kuva 63 d esittää todellista jännitystilaa. Pelkän vanhan päällysrakenteen pystysuuntaisen jännityksen esittäminen ei onnistu tällä mallilla suoraan, sillä se vaatisi uuden ja vanhan päällysrakenteen väliin joko jousielementit tai CAP -elementit. CAP -elementit mahdollistavat elementtien irrottamisen toisistaan.

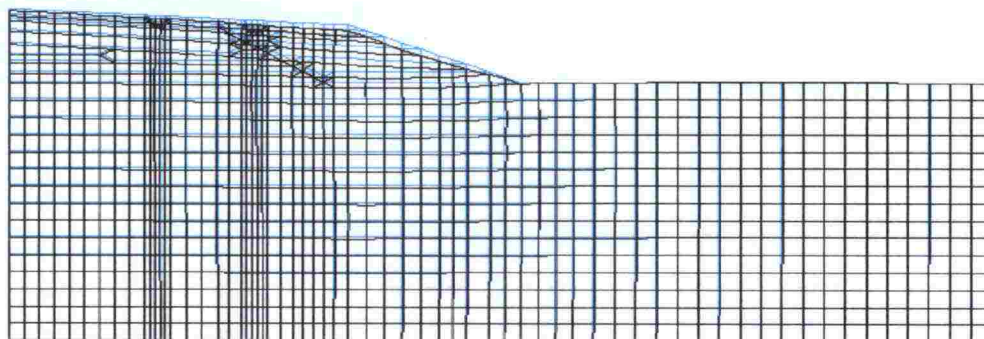


Kuva 7.63: (a) saven geostaattinen esijännitystila, (b) levennyksen oman painon tuoma lisäjännitys, (c) yhdistetyt jännitykset, (d) todellinen maassa vallitseva jännitystila. Kaikki kuvat esittävät pystysuoraa normaalijännitystä **S22**.

Kuvassa 63 kohdat a ja d ovat huippuarvoiltaan oikein, mutta kohdissa b ja c esiintyvät huippuarvot ovat tavallaan vääriä. Tavallaan väärällä tarkoitetaan tässä tapauksessa mallin tapaa laskea oikein, mutta malli ei vastaa todellista tilannetta, asfaltin osalta, yksinkertaistuksien takia. Kohdissa b ja c olevat minimiarvot esiintyvät asfaltin ja kalliomurskeen rajapinnalla. Kuvissa esiintyvät vetojännitykset esiintyvät asfaltissa. Kuvat ovat epätarkkoja päällysrakenteen osalta, sillä niissä on käytetty solmuihin tasoitettua jännitystä. Solmuihin tasoitettu jännitys saattaa piirtää mallin jännitysjakauman väärin, sillä se ei osaa ottaa huomioon huomattavasti erilaiset kimmomoduulit omaavien rakenteiden todellista jännitysjakaumaa. Pahimmassa tapauksessa saattaa jännitysten suunnat muuttua. Ku-

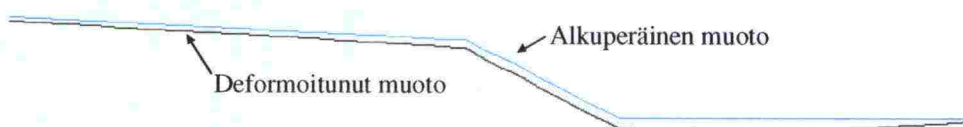
vassa 63 esiintyville kuville on valittu solmuihin tasoitettu jännitys-jakauma pohjamaan takia, koska se mahdollistaa erittäin havainnollisten jännitysjaakumien piirtämisen niiltä osin. Mallin jännitys-jakauman piirtämisessä ei voida valita kahta tai useampaa erilaista piirtotapaa mallin eri osille. Kuvassa 63 esiintyvällä jännitysjaakuman piirtotavalla ei ole merkitystä itse laskennan oikeellisuuteen. Mallien ja tulosten oikeellisuudesta selvitetään lisää luvuissa 5 ja 8.

Kuvan 63 kohtia b ja c vastaava muodonmuutoskuvaaja on esitetty kuvassa 64.



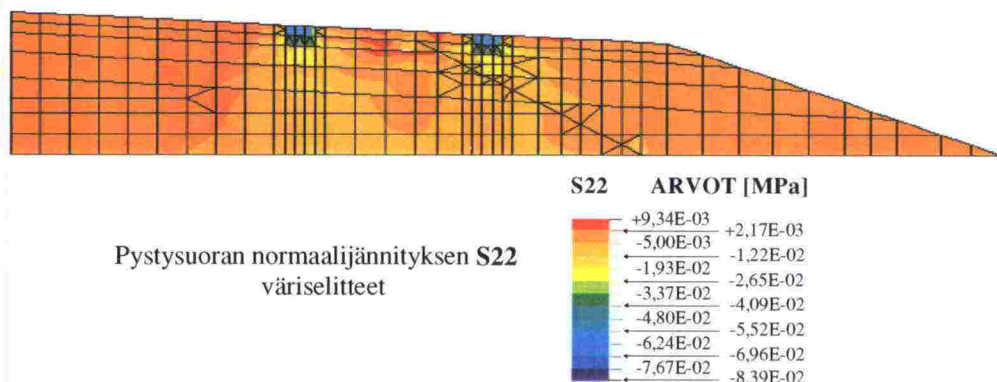
Kuva 7.64: Kuvaa 63 b ja c vastaava deformaation ja deformaation pen-ger.

Kuvaa 64 vastaava alkuperäinen ja deformaation vetolujite esite-tään kuvassa 65.



Kuva 7.65: Vetolujitteen alkuperäinen ja deformaation muoto.

Liikennekuormituksena on sama kuin 1,5 m levennyksen ja korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksissa. Laskenta suoritetaan myös samalla tavalla ja samassa järjestyksessä kuin 1,5 m levennyksellä. Liikennekuorma aiheuttaa maksimissaan 9,3 mm painuman. Liikennekuorman aiheuttamaa pystysuuntaisen normaalijännityksen jakaumaa on pyritty mallintamaan paremmin valitsemalla renkaan alla olevalle asfaltille 8-solmuisia neliöelementtejä 4-solmuisten sijaan. Kuvassa 66 esitetään rengaskuorman aiheuttamat pystysuuntaiset normaalijännitykset päällysrakenteessa.



Kuva 7.66: Liikennekuorman aiheuttamat pystysuorat normaalijännitykset päällysrakenteessa.

Kuvasta 66 havaitaan, että elementin vaihtaminen korkeampiasteiseen parantaa tuloksen tarkkuutta. Tarkassa analyysissä, kosketuspaineen kohdalla, on syytä käyttää myös elementtien tihentämistä verkossa. Suositeltavat tarkentamistavat ovat h ja hp -metodi, sillä pelkkä p -metodi ei anna tarvittavaa tarkkuutta.

7.4.5 Tulokset

7.4.5.1 15 m syvä savi ilman kuivakuorta

Tuloksista tarkastellaan primäärisiä konsolidaatiopainumia tien tasausviivan kohdalla ja tien pinnan maksimikohdassa sekä näiden aiheuttamia päällysrakenteen erilaisia sivuttaiskaltevuuden muutoksia. Vetolujitteista esitetään maksimijännitykset ja -venymät. Taulukossa 48 esitetään erilaisia konsolidaatiopainumia.

Taulukko 7.48: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivan kohdalla (b) maksimi omasta painosta, kun pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuu-
vakuorta.

(a)

Vetolujite	Painuma ta- sausviivan kohdalla omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	105,1	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	107,7	-2,6	-2,5
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	107,9	-2,8	-2,7
HDPE-verkko	105,9	-0,8	-0,8
PA (nylon) tekstiili	105,9	-0,8	-0,8
PP tekstiili	106,1	-1,0	-1,0
PET tekstiili	106,9	-1,8	-1,7
Lasikuitumatto	107,4	-2,3	-2,2

(b)

Vetolujite	Maksimi- painuma omasta pai- nosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	169,1	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	159,5	9,6	5,7
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	158,9	10,2	6,0
HDPE-verkko	166,3	2,8	1,7
PA (nylon) tekstiili	165,6	3,5	2,1
PP tekstiili	165,7	3,4	2,0
PET tekstiili	162,7	6,4	3,8
Lasikuitumatto	160,6	8,5	5,0

Taulukon 48 kohdasta a havaitaan, että teräsverkko jakaa jännityk-
siä parhaiten, sillä painumat tasausviivan kohdalla ovat sillä suu-
rimmat. Painumaa pienentävä vaikutus on myös teräsverkolla suu-
rin. Taulukossa 49 esitetään vetolujitteiden vaikutus penkereen si-
vuttaiskaltevuuksiin.

Taulukko 7.49: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuiva-kuorta.

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) teks- tiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Vanhan penkereen uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3,38	3,39	3,39	3,38	3,38	3,38	3,38	3,39
Vanhan penkereen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,38	0,39	0,39	0,38	0,38	0,38	0,38	0,39
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	4,03	3,70	3,68	3,94	3,91	3,92	3,82	3,73
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	1,03	0,70	0,68	0,94	0,91	0,92	0,82	0,73
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus [kalt.%]	0,65	0,31	0,29	0,56	0,53	0,54	0,44	0,34
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0,0	52,3	55,4	13,8	18,5	16,9	32,3	47,7
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt.%]	3,63	3,51	3,50	3,59	3,58	3,59	3,55	3,52
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,63	0,51	0,50	0,59	0,58	0,59	0,55	0,52

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,31/0,65) \cdot 100 \% = 52,3 \%$

Taulukosta 49 havaitaan, kuinka vetolujitteilla on suuri merkitys, varsinkin teräksellä ja lasikuidulla, kaltevuus erojen pienentäjänä uusien kaltevuuksien erotuksessa. Uuden ja vanhan kaltevuuden erotus koko päällysrakenteessa on vain vähän riippuvainen vetolujitteesta.

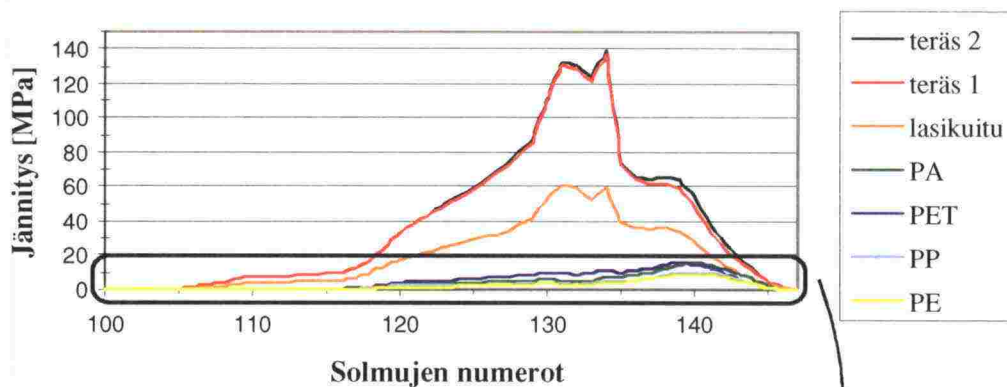
Taulukossa 50 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimivenymät esitetään myös eri vetolujitteille.

Taulukko 7.50: Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

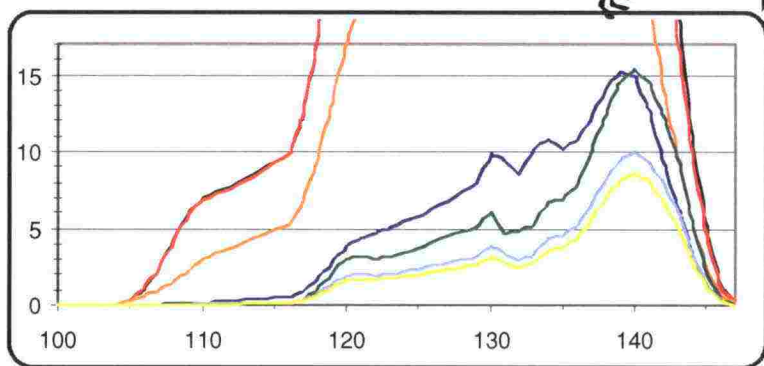
Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta [MPa]	Maksimi- venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	127,5	10,8	0,048
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	129,9	10,9	0,049
HDPE-verkko	8,6	0,1	0,807
PA (nylon) tekstiili	15,3	0,2	0,767
PP tekstiili	9,9	0,1	0,765
PET tekstiili	15,1	0,3	0,377
Lasikuitumatto	57,2	3,6	0,076

Yhdistämällä oman painon ja liikennekuorman tuomat jännitykset saadaan kuvan 67 a ja b mukaisia jännityskuvaajia.

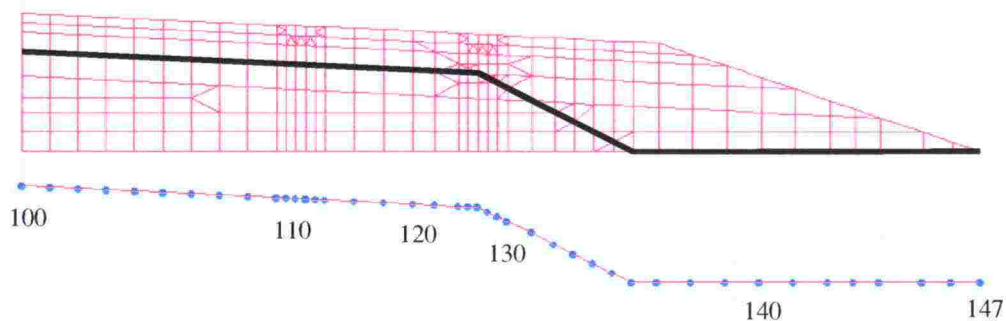
(a)

Omapaino + liikennekuormitus


(b)



(c)



Kuva 7.67: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

7.4.5.2 15 m syvä kuivakuorellinen savi

Pohjamaan ollessa 15 m syvä kuivakuorellinen savi saadaan konsolidaatiopainumiksi *taulukon 51* mukaisia tuloksia.

Taulukko 7.51: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivan kohdalla, (b) maksimi omasta painosta.

(a)

Vetolujite	Painuma tasausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	97,2	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	98,7	-1,5	-1,5
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	98,7	-1,5	-1,5
HDPE-verkko	97,4	-0,2	-0,2
PA (nylon) tekstiili	97,4	-0,2	-0,2
PP tekstiili	97,4	-0,2	-0,2
PET tekstiili	97,8	-0,6	-0,6
Lasikuitumatto	98,5	-1,3	-1,3

(b)

Vetolujite	Maksimi-painuma omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	130,2	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	126,8	3,4	2,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	126,7	3,5	2,7
HDPE-verkko	129,7	0,5	0,4
PA (nylon) tekstiili	129,6	0,6	0,5
PP tekstiili	129,6	0,6	0,5
PET tekstiili	128,8	1,4	1,1
Lasikuitumatto	127,2	3,0	2,3

Taulukosta 51 b selviää erittäin hyvin vetolujitteen vähäinen vaikutus todelliseen ja suhteelliseen penkereen painumisen pienentämiseen kuivakuorisella savella. *Taulukkoon 52* on koottu vetolujitteiden vaikutuksia penkereen eri kaltevuuksiin ja niiden erotuksiin.

Taulukko 7.52: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) teks- tiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Vanhan penkereen uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
Vanhan penkereen uuden ja vanhan kaltevuu- den erotus [kalt.%]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt.%]	3,44	3,32	3,32	3,42	3,42	3,42	3,39	3,34
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuuden erotus [kalt.%]	0,44	0,32	0,32	0,42	0,42	0,42	0,39	0,34
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kalte- vuuksien erotus [kalt.%]	0,19	0,07	0,07	0,17	0,17	0,17	0,14	0,09
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0,0	63,2	63,2	10,5	10,5	10,5	26,3	52,6
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt.%]	3,33	3,28	3,28	3,32	3,32	3,32	3,31	3,28
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kalte- vuuden erotus [kalt.%]	0,33	0,28	0,28	0,32	0,32	0,32	0,31	0,28

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,07/0,19) \cdot 100 \% = 63,2 \%$

Taulukosta 52 selviää vetolujitteiden vähäinen vaikutus levennysosan kaltevuuden muutokseen. Uusien kaltevuuksien erotuksen pienentäjänä vetolujitteilla ei ole käytännön vaikutusta. Suhteellisesti ottaen kylläkin.

Taulukossa 53 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimivenymät esitetään myös eri vetolujitteille.

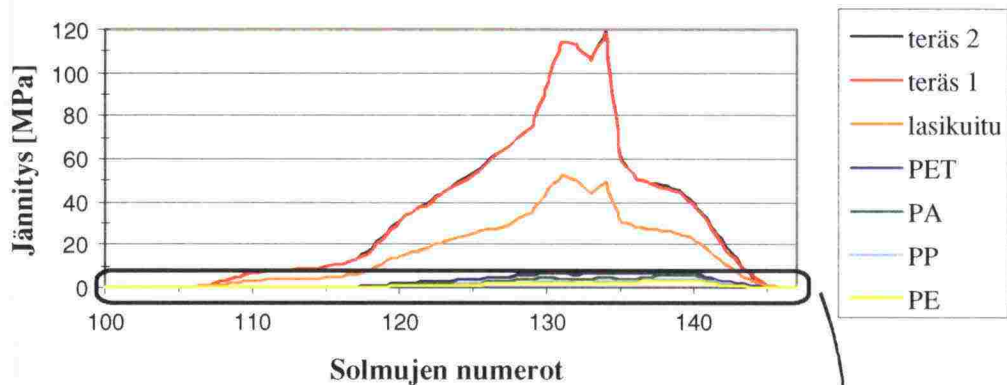
Taulukko 7.53: Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta [MPa]	Maksimi- venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	114,3	8,40	0,041
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	114,6	8,65	0,041
HDPE-verkko	3,1	0,08	0,293
PA (nylon) tekstiili	5,7	0,15	0,287
PP tekstiili	3,7	0,10	0,285
PET tekstiili	7,2	0,25	0,179
Lasikuitumatto	49,6	2,58	0,063

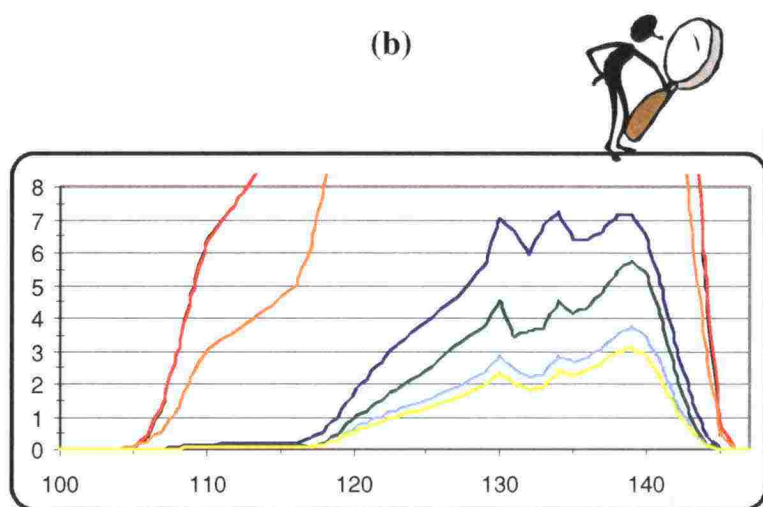
Yhdistämällä oman painon ja liikennekuorman tuomat jännitykset saadaan kuvan 68 a ja b mukaisia jännityskuvaajia.

(a)

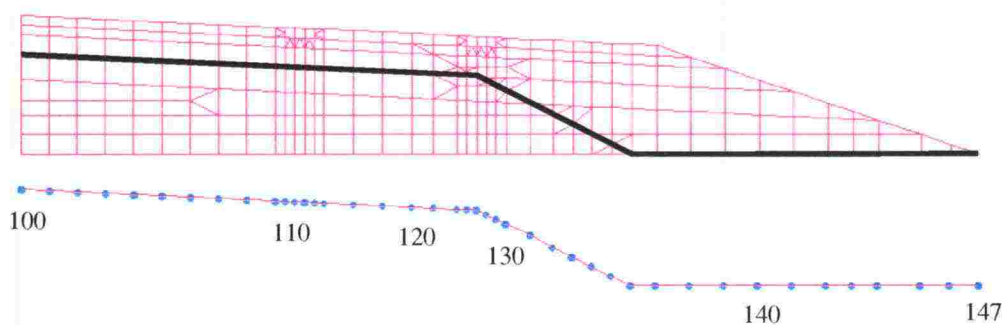
Omapaino + liikennekuormitus



(b)



(c)



Kuva 7.68: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 15 m syvä kuivakuorellinen savi.

7.4.5.3 5 m syvä savi ilman kuivakuorta

Pohjamaan ollessa 5 m syvä savi ilman kuivakuorta, saadaan konsolidaatiopainumiksi *taulukon 54* mukaisia tuloksia.

Taulukko 7.54: Penkereen konsolidaatiopainumat (a) tasausviivankohdalla (b) maksimi omasta painosta.

(a)

Vetolujite	Painuma tasausviivan kohdalla omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	41,4	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	43,3	-1,9	-4,6
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	43,4	-2,0	-4,8
HDPE-verkko	42,0	-0,6	-1,4
PA (nylon) tekstiili	42,2	-0,8	-1,9
PP tekstiili	42,2	-0,8	-1,9
PET tekstiili	42,8	-1,4	-3,4
Lasikuitumatto	43,2	-1,8	-4,3

(b)

Vetolujite	Maksimi-painuma omasta painosta [mm]	Erotus ilman lujitetta olevaan [mm]	Painumaa vähentävä vaikutus [%]
Ilman lujitetta	114,6	0	0
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	104,4	10,2	8,9
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	103,7	10,9	9,5
HDPE-verkko	111,8	2,8	2,4
PA (nylon) tekstiili	111,0	3,6	3,1
PP tekstiili	111,1	3,5	3,1
PET tekstiili	107,9	6,7	5,8
Lasikuitumatto	105,5	9,1	7,9

Taulukosta 54 a havaitaan vetolujitteiden alle 5 % suhteellinen vaikutus penkereen painumiseen. *Taulukkoon 55* on koottu vetolujitteiden vaikutuksia penkereen eri kaltevuuksiin ja niiden erotuksiin.

Taulukko 7.55: Vetolujitteiden vaikutuksia penkereen erilaisiin sivuttaiskaltevuuksiin ja niiden erotuksiin. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuiva-kuorta.

Vetolujite	Ilman Lujitetta	Teräsverkko 1	Teräsverkko 2 (galvanoitu)	HDPE-verkko	PA (nylon) tekstiili	PP tekstiili	PET tekstiili	Lasikuitumatto
Vanhan penkereen uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt. %]	3,38	3,40	3,40	3,38	3,38	3,38	3,39	3,40
Vanhan penkereen uuden ja vanhan kaltevuu- den erotus [kalt. %]	0,38	0,40	0,40	0,38	0,38	0,38	0,39	0,40
Levennysosan uusi kaltevuus (alkuperäinen 3,0 %) [kalt. %]	4,27	3,92	3,89	4,17	4,15	4,15	4,04	3,95
Levennyksen uuden ja vanhan kaltevuu- den erotus [kalt. %]	1,27	0,92	0,89	1,17	1,15	1,15	1,04	0,95
Levennyksen ja vanhan penkereen uusien kalte- vuuksien erotus [kalt. %]	0,89	0,52	0,49	0,79	0,77	0,77	0,65	0,55
Suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa * [%]	0,0	41,6	44,9	11,2	13,5	13,5	27,0	38,2
Koko päällysrakenteen, tasausviivasta uuteen reunaan, uusi kaltevuus [kalt. %]	3,72	3,60	3,59	3,69	3,68	3,68	3,64	3,61
Koko päällysrakenteen uuden ja vanhan kalte- vuuden erotus [kalt. %]	0,72	0,60	0,59	0,69	0,68	0,68	0,64	0,61

* Esim. teräsverkko 1 $(1 - 0,52/0,89) \cdot 100 \% = 41,6 \%$

Taulukosta 55 havaitaan, kuinka suhteellinen vaikutus uusien kalte- vuuksien erotuksessa jää alle 50 % kaikilla vetolujitevaihtoehdoilla.

Taulukossa 56 esitetään vetolujitteiden maksimijännitykset omasta painosta ja liikennekuormasta. Omasta painosta tulevat maksimi- venymät esitetään myös eri vetolujitteille.

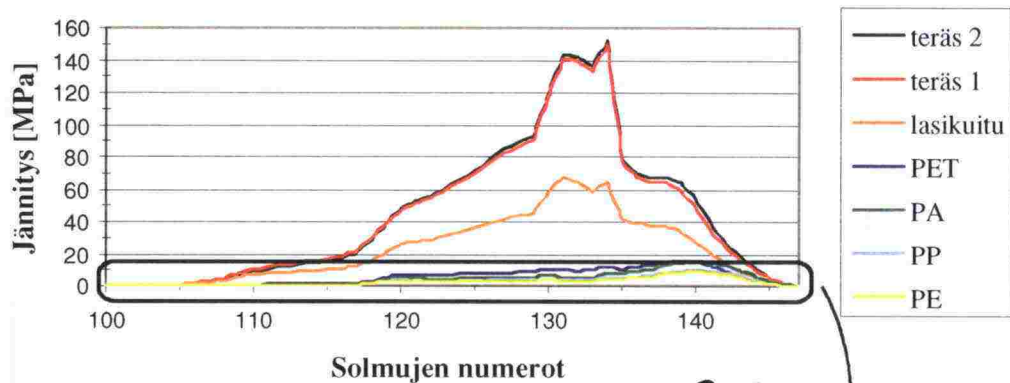
Taulukko 7.56: Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta ja liikennekuormasta sekä oman painon tuomat maksimivenymät. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujite	Maksimi- vetojännitys omasta painosta [MPa]	Maksimi- vetojännitys liikenne- kuormasta [MPa]	Maksimi- venymä omasta painosta [%]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	140,9	12,02	0,051
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	143,3	12,13	0,052
HDPE-verkko	8,7	0,10	0,817
PA (nylon) tekstiili	15,6	0,19	0,778
PP tekstiili	10,1	0,12	0,776
PET tekstiili	15,4	0,33	0,385
Lasikuitumatto	16,7	3,85	0,024

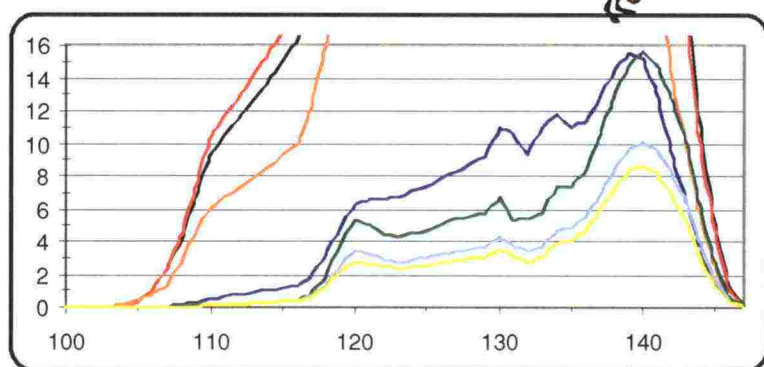
Yhdistämällä oman painon ja liikennekuorman tuomat jännitykset saadaan kuvan 69 a ja b mukaisia jännityskuvaajia.

(a)

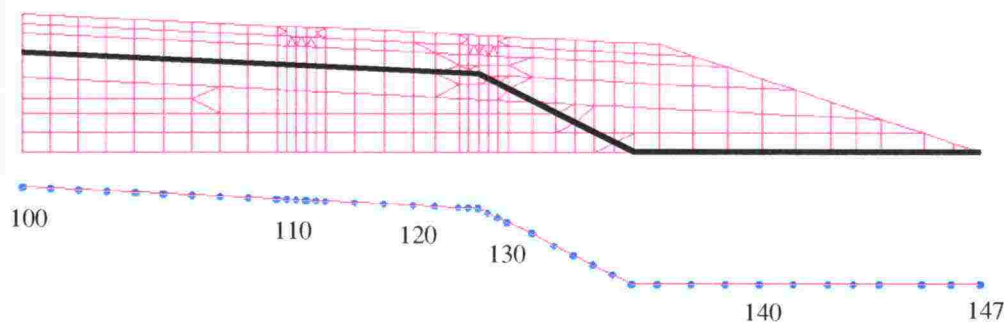
Omapaino + liikennekuormitus



(b)



(c)



Kuva 7.69: (a) Vetolujitteiden yhdistettyjä jännityksiä, (b) suurennus muovien osalta, (c) vetolujitteen sijainti penkereessä ja sen paikallinen (lokaali) solmunumerointi. Pohjamaana on 5 m syvä savi ilman kuivakuorta.

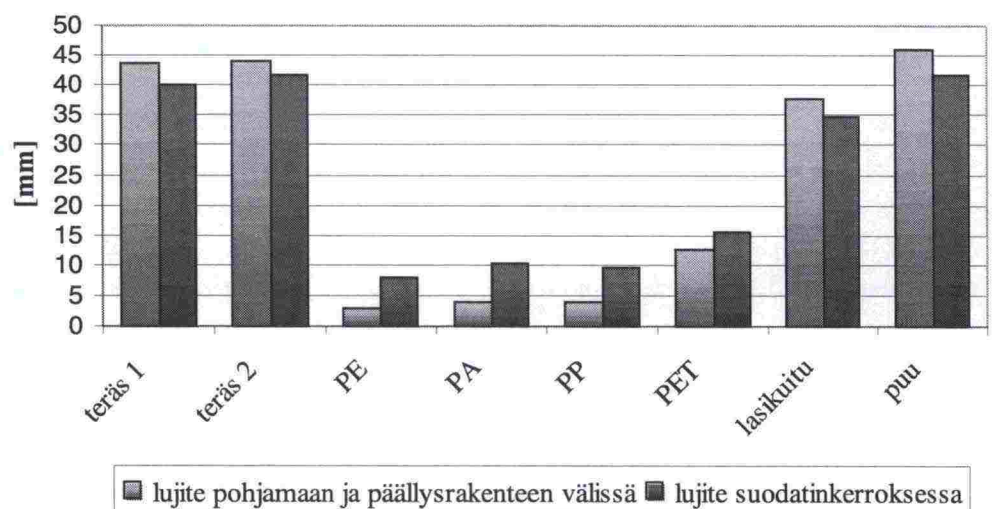
7.5 Tulosten ja kustannusten vertailu

7.5.1 Painumat

Eri pohjamaavaihtoehtoista saatuja tuloksia vertaillaan keskenään, kun päällysrakenne pysyy samana. Levennysten osalta on syytä vertailla molempia vaihtoehtoja toisiinsa. Vetolujitteen sijainnin vaikutusta vertaillaan korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Painumien vertailussa esitetään todelliset painumaerot ja suhteelliset painumaa pienentävät vaikutukset.

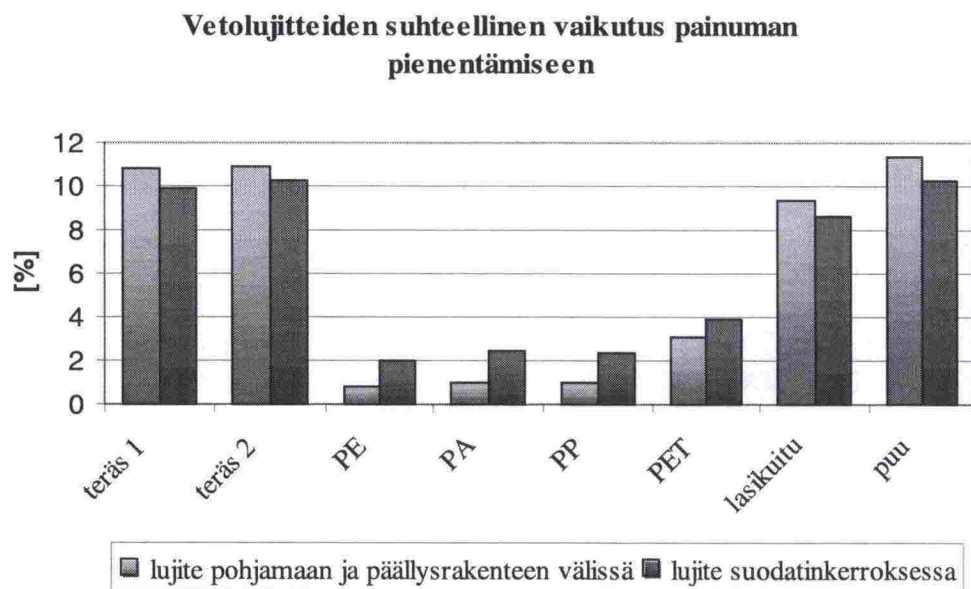
Vertailu aloitetaan korkealuokkaisesta tiepenkereestä. Kuvassa 70 vertaillaan vetolujitteen sijainnin vaikutusta vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen painumaerotukseen. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen painumaerotus



Kuva 7.70: Vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen maksimipainumaerotus, kun vetolujite sijaitsee penkereen eri kohdissa. Penkereinä on korkealuokkainen tie.

Muovipohjaiset vetolujitteet käyttäytyvät kuvan 70 mukaan paremmin nostetulla vetolujitteen sijainnilla. Tämä selittyyneen mallin karkealla elementtijaolla ja kitkajousien laskentatavalla, jolloin osa kitkajousista saattaa plastisoitua. Tuloksiin saattaa vaikuttaa myös epätasaisesti jakaantunut kuormitus. Asiaa on tarkemmin tutkinut Parland /27/ väitöskirjassaan "On the stiffness of non-monolithic structures". Vetolujitteiden vaikutus painumiin eri vetolujitekorkeuksilla voidaan esittää myös suhteellisesti kuvan 71 tapaan:

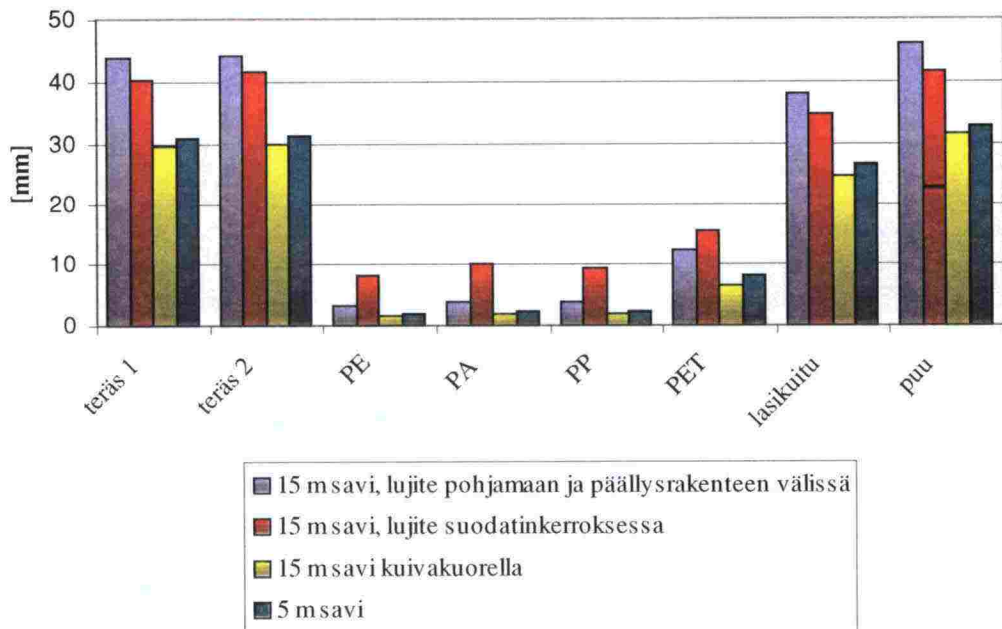


Kuva 7.71: Vetolujitteen suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen. Penkereenä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 71 selviää, että vain jäykillä vetolujitteilla on käytännön merkitystä painumien pienentämisessä. Vetolujitteen sijainnilla ei sitä vastoin ole huomattavaa merkitystä. Vetolujitteen suhteellisen painumaa pienentävän vaikutuksen ollessa noin 7 % ei ole väliä, kummassa kohtaa pengertä vetolujite sijaitsee. Teräksen ja puun osalta on syytä muistaa niiden levymäinen toimintatapa mallissa. Lujitteen sijaitessa alus- ja päällysrakenteen välissä on maksimi- ja minimiarvon erotus 10,4 %. Vastaavasti lujitteen sijaitessa suodatin-kerroksessa saadaan erotukseksi 8,3 %. Verrattaessa eri pohjamaan omaavia korkealuokkaisia tiepenkereitä keskenään saadaan kuvan 72 a mukaisia painumaerotuksia. Kuvassa 72 a esitetään myös vetolujitteen nostetun sijainnin vaikutus, kun kyseessä on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta. Kuvassa 72 b esitetään vetolujitteiden suhteellinen vaikutus painumien pienentämiseen.

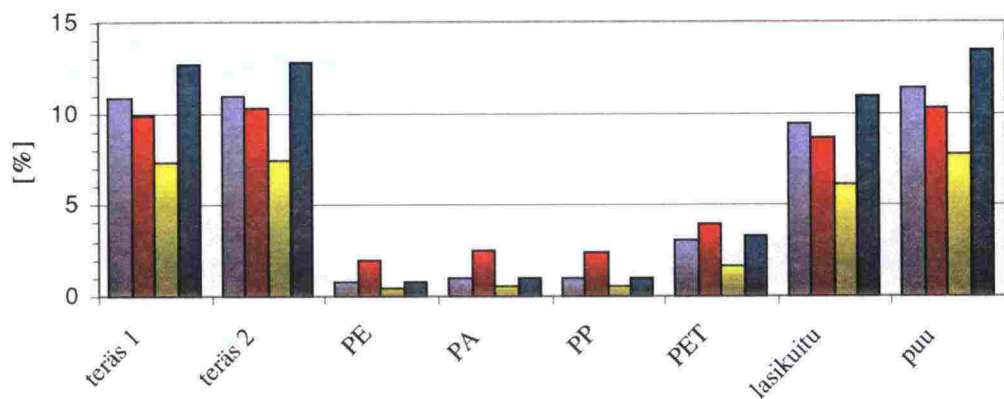
(a)

Vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen painumaerotus



(b)

Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen

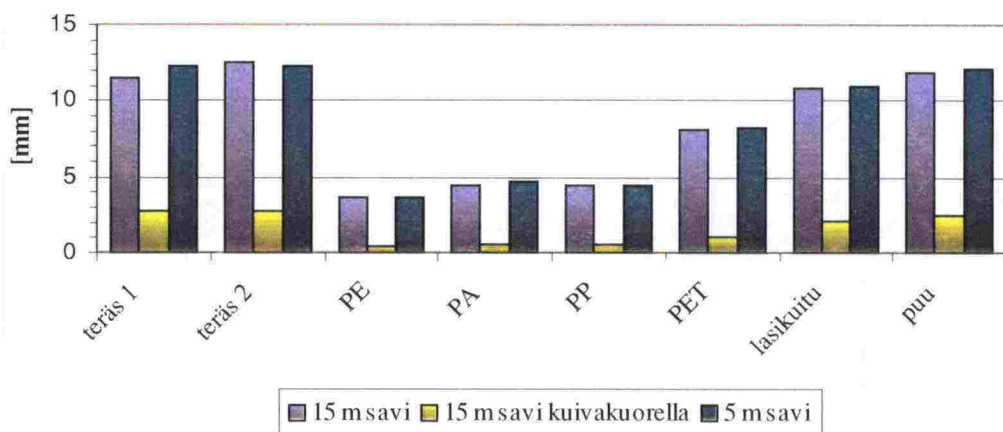


Kuva 7.72: (a) Vetolujitteiden painumaa pienentävä vaikutus. (b) Vetolujitteiden suhteellinen painumaa pienentävä vaikutus. Penkereenä on korkealuokainen tie.

Kuvasta 72 havaitaan, että 15 m syvällä kuivakuorisella savella ja 5 m syvällä savella vetolujitteiden painumaa pienentävä vaikutus on lähes samansuuruinen. Suhteellisesti 5 m syvän saven tapauksessa vetolujite auttaa enemmän. Suhteellisesti puu pienentää painumia eniten 5 m syvän saven tapauksessa. Tällöin maksimiarvo on 13,5 %. Kuvissa 73 a ja b esitetään vetolujitteiden vaikutuksia painumien pienentämiseen kevyen liikenteen tiellä.

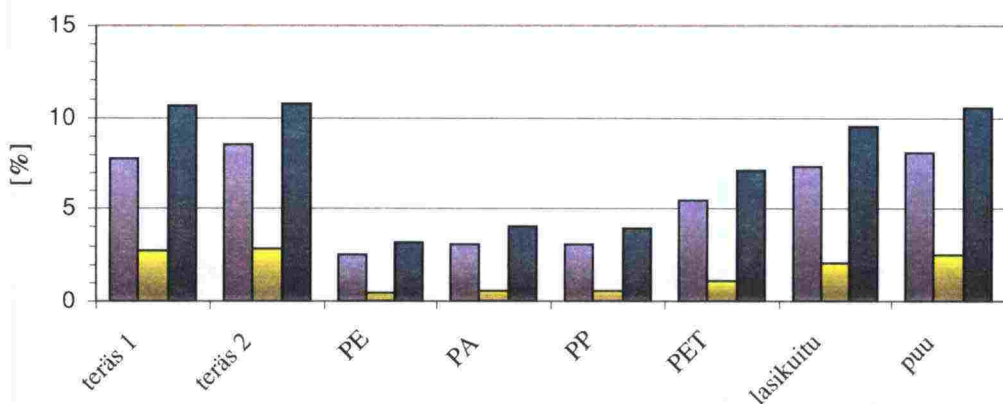
(a)

Vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen painumaerotus



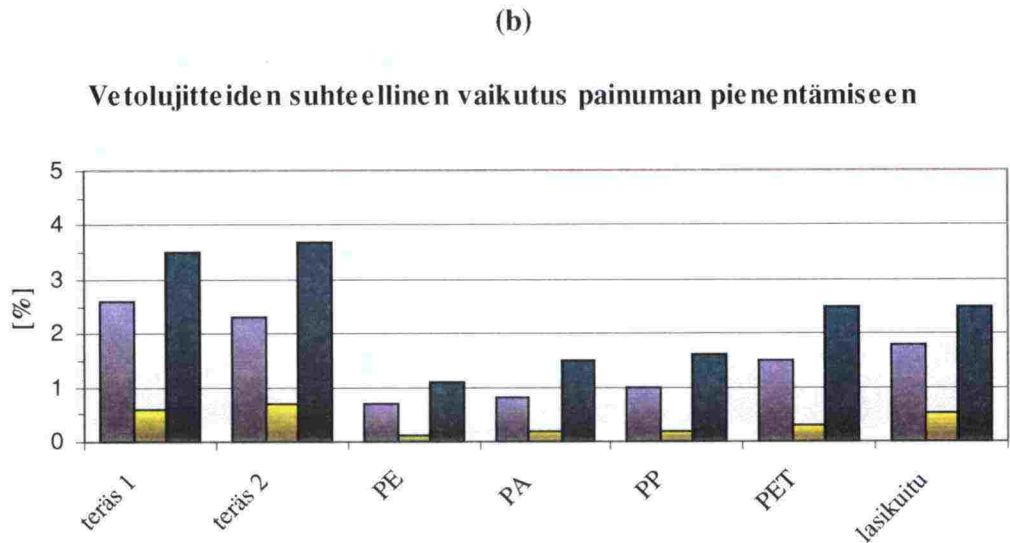
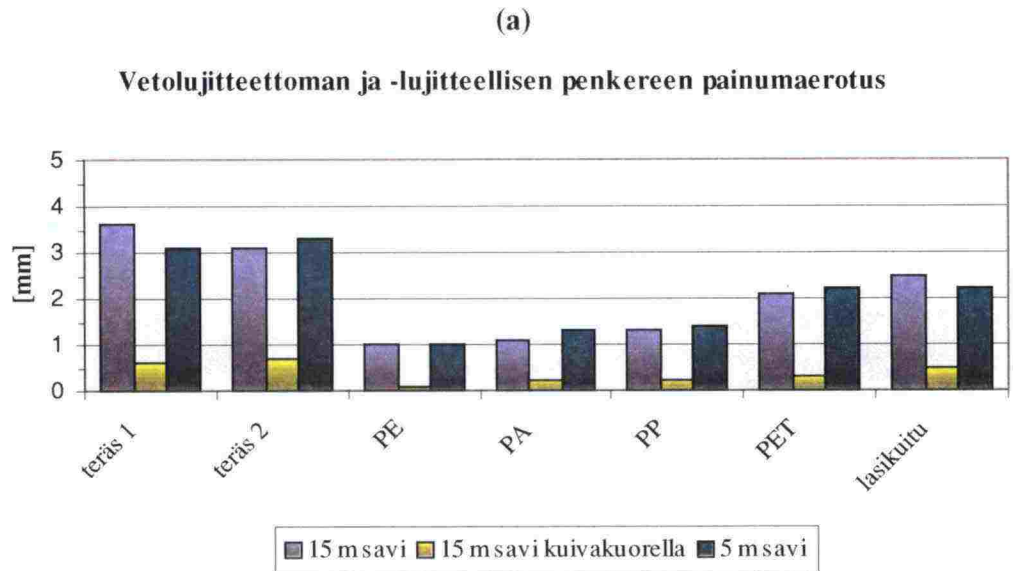
(b)

Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen



Kuva 7.73: (a) Vetolujitteiden painumaa pienentävä vaikutus. (b) Vetolujitteiden suhteellinen painumaa pienentävä vaikutus kevyen liikenteen tiellä.

Kevyen liikenteen tiellä vetolujitteiden painumia pienentävä vaikutus on tasaisemmin jakaantunut kuin korkealuokkaisen tien tapauksessa. Kuivakuorisella savella vetolujitteiden vaikutus jää erittäin pieneksi niin todellisilla erotuksilla kuin suhteellisilla vaikutuksilla. Suhteellinen vaikutus on suurimmillaan 5 m syvän saven tapauksessa teräksisillä ja puisella lujitteella. Teräs osoittautuu parhaimmaksi ratkaisuksi kaikissa kolmessa pohjamaa- vaihtoehdossa. Kuvas-
sessa 74 esitetään vetolujitteellisen penkereen painumaa vähentävä vaikutus, kun penkereenä on 1,5 m levennys. Painumakohtana on tien päällysteen ulkoreuna eli maksimipainumakohta päällysteessä.

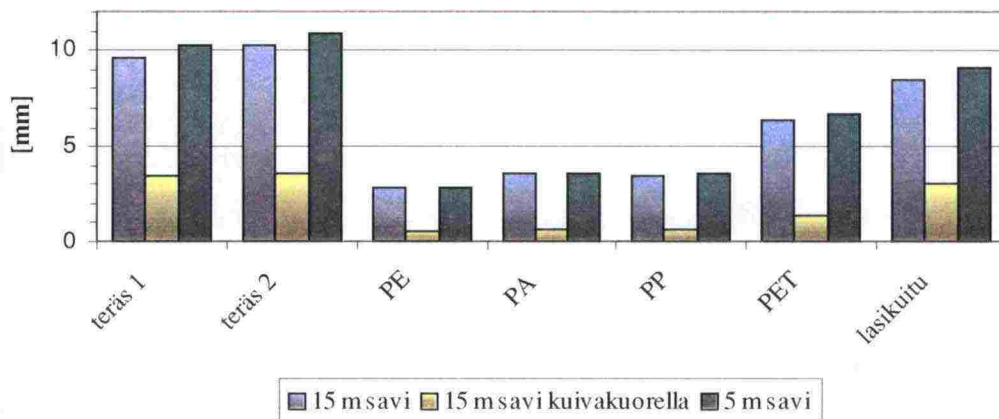


Kuva 7.74: (a) Vetolujitteiden painumaa pienentävä vaikutus. (b) Vetolujitteiden suhteellinen painumaa pienentävä vaikutus 1,5 m levennyksellä. Tutkitavana kohtana on levennyksen ulkoreuna päällysteessä.

Vetolujitteiden painumaa pienentävät vaikutukset ovat vähäisiä ja kuivakuorisella savella lähes olemattomia. Teräs osoittautuu parhaimmaksi vaihtoehdoksi, mutta muovit eivät ole enää kertaluokkaa huonompia, vaan reilusta yhdestä kolmeen kertaa huonompia. Suhteellisesti 5 m syvä savi tuo parhaiten esiin vetolujitteista saatavan hyödyn painumien pienentämisessä. Maksimiabsoluuttiarvot vaihtelevat 5 ja 15 m syvän saven välillä riippuen vetolujitteesta. Kuvassa 75 esitetään 2,5 m levennyksen todelliset ja suhteelliset painumaa pienentävät vaikutukset päällysteen ulkoreunassa.

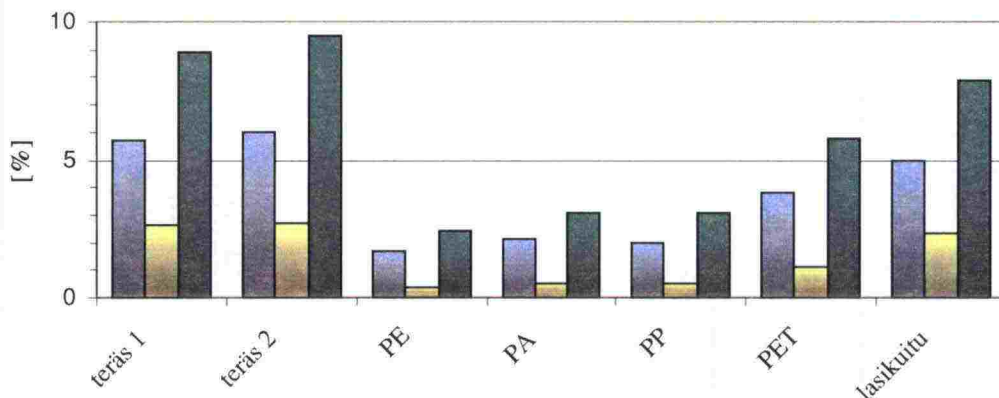
(a)

Vetolujitteettoman ja -lujitteellisen penkereen painumaerotus



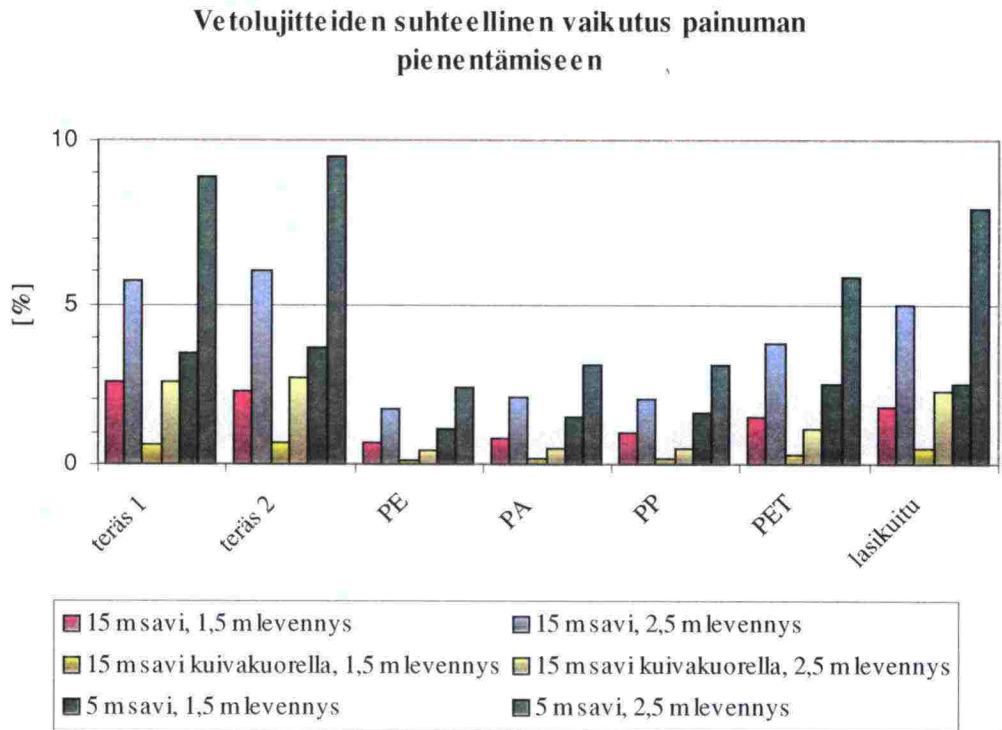
(b)

Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus painuman pienentämiseen



Kuva 7.75: (a) Vetolujitteiden painumaa pienentävä vaikutus. (b) Vetolujitteiden suhteellinen painumaa pienentävä vaikutus 2,5 m levennyksellä. Tutkitavana kohtana on levennyksen ulkoreuna päällysteessä.

Painumaa eniten pienentävä vetolujite on teräs. Terästen välillä ei ole merkittävää eroa todellisissa ja suhteellisissa arvoissa. 5 m ja 15 m syvillä savikoilla todelliset painumaa pienentävät arvot ovat samaa luokkaa, mutta suhteellisesti ottaen 5 m syvä savi antaa parempia tuloksia. Painumien osalta on syytä verrata molempia levennyksiä toisiinsa. Levennysten vertaamisessa tyydytään vertailemaan suhteellisia vaikutuksia painuman pienentämiseen, sillä se on merkittävämpi kuin absoluuttinen arvo. Kuvasa 76 esitetään levennysten suhteellinen vertailu painumien pienentämiseen.



Kuva 7.76: Levennyksissä vaikuttavien vetolujitteiden suhteellinen osuus painumien pienentämiseen. Kuvassa vertaillaan molempia levennysvaihtoehtoja keskenään.

Kuvan 76 pylväät ovat selitteiden mukaisessa järjestyksessä, kun luetaan vasemmalta oikealle ja ylhäältä alas. 2,5 m levennyksessä korostuvat jäykät vetolujitteet. Teräs osoittaa molemmissa tapauksissa ylivoimaisuutensa. Kaikki arvot jäävät alle 10 %, joten levennysten osalla vetolujitteiden käyttö pelkästään painumien pienentämiseen on vähintäänkin kyseenalaista.

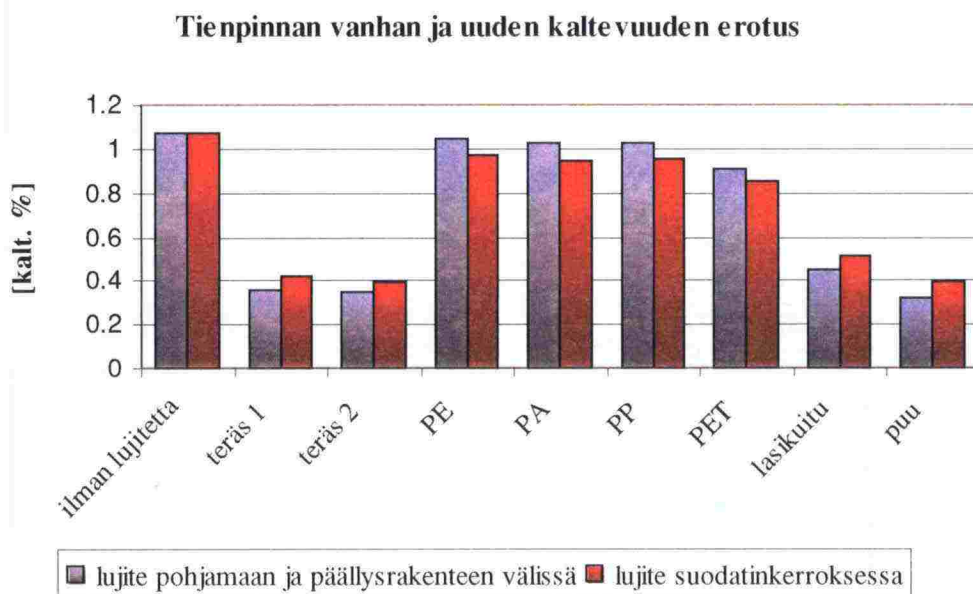
7.5.2 Asfaltin venymät

Asfaltin venymiä ei vertailla, vaan tyydytään luvuissa tulokset esitettyihin lukuarvoihin. Asfaltin venymät omasta painosta eivät nouse milloinkaan yli 0,1 %, mitä pidetään asfaltin halkeilulle tarvittavana venymänä lämpötilan ollessa alle 0 °C. Maksimivenymä asfaltille saavutetaan korkealuokkaisella tiepenkereellä, jolla ei ole vetolujitetta. Tällöin asfaltti saa maksimivenymäksi 0,0357 %. Liikennekuorman aiheuttamia venymiä ei ole tutkittu.

7.5.3 Kaltevuuden muutokset

Vertailu keskittyy pääasiassa saman päällysrakenteen omaavien penkereiden eri alusrakenteiden välisiin eroihin. Vetolujitteen sijainnin vaikutusta vertaillaan korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Lopuksi vertaillaan kahta eri levennystä toisiinsa.

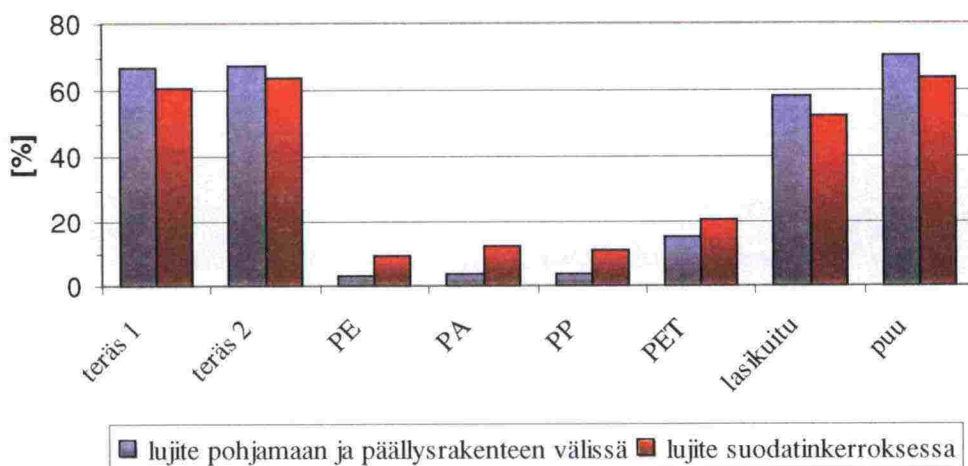
Vertailu aloitetaan korkealuokkaisesta tiepenkereestä. Kuvassa 77 esitetään tienpinnan alkuperäisen ja uuden kaltevuuden todellinen erotus, kun pohjamaana on 15 m syvä savi. Vetolujite sijaitsee sinisten pylväiden tapauksessa pohjamaan ja päällysrakenteen välissä ja punaisten pylväiden tapauksessa suodatinkerroksessa. Kuvassa 77 esitetään myös vetolujitteettoman vaihtoehdon kaltevuuksien erotus.



Kuva 7.77: Tienpinnan vanhan ja uuden kaltevuuden erotus. Penkereinä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 77 käy ilmi sama asia kuin kuvasta 70, eli jäykkä lujite toimii paremmin pohjamaan ja päällysrakenteen välissä, kun taas muoviset lujitteet näyttäisivät toimivan paremmin nostetulla sijainnilla. Vetolujitteen sijainnin muutos ei sinänsä aiheuta suuria muutoksia kaltevuuserotuksissa. Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuksien erotuksiin esitetään kuvassa 78.

Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuserojen
pienentämiseen

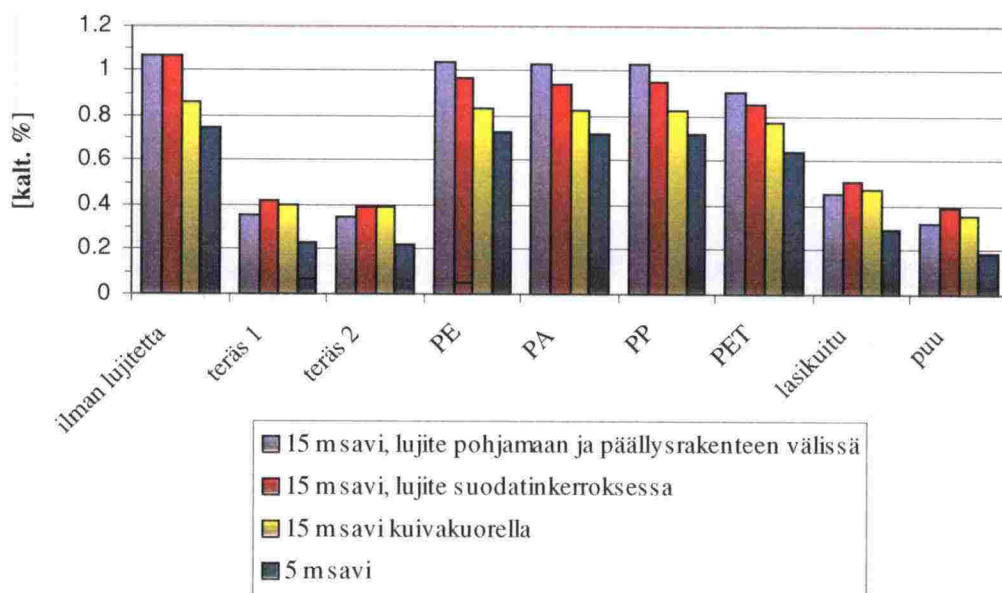


Kuva 7.78: Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuserojen pienentämiseen, kun vetolujitteen sijaintia vaihdellaan. Penkereenä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 78 käy ilmi, että suhteellisesti jäykkien vetolujitteiden sijainnilla ei ole huomattavaa eroa kaltevuuserojen pienentämiseen. Muovipohjaisilla vetolujitteilla ero on selvemmin havaittavissa. Jäykkillä vetolujitteilla on myös käytännön kannalta huomattava vaikutus, sillä ne pystyvät pienentämään erotusta jopa yli 60 %, kun pohjamaana on 15 m syvä savi. Muovipohjaisten lujitteiden vaikutus jää 20 % ja alle. Pohjamaan vaihdellessa, mutta penkereen päällysrakenteen ja vetolujitteen sijainnin pysyessä samoina saadaan kuvan 79 a mukaisia todellisia kaltevuuksien erotuksia. Suhteellisia vaikutuksia kaltevuuserojen pienentämiseen esitetään vastaavasti kuvassa 79 b.

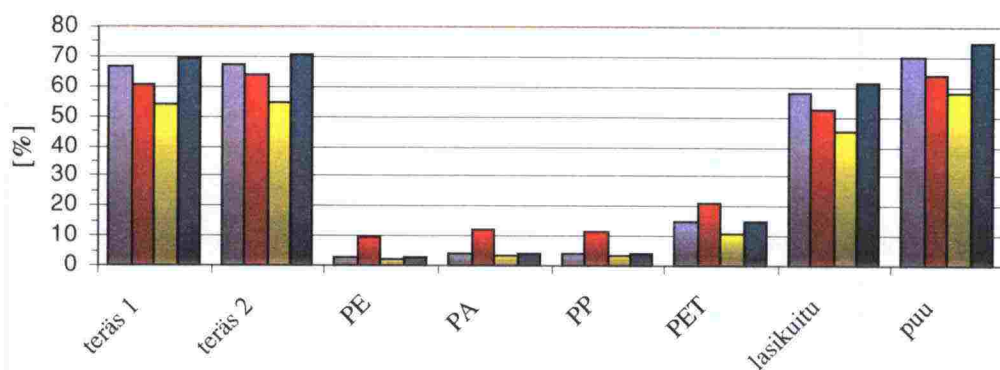
(a)

Tienpinnan vanhan ja uuden kaltevuuden erotus



(b)

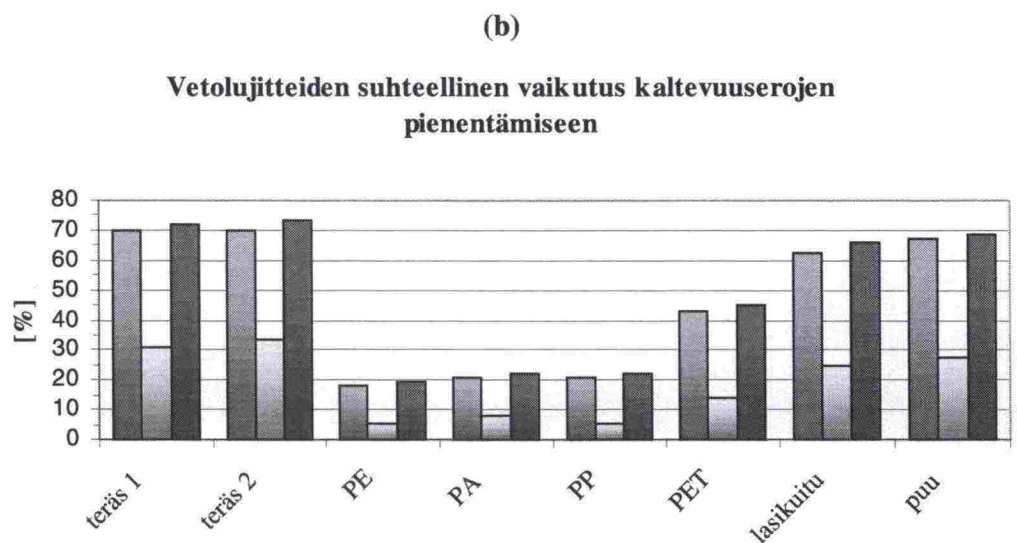
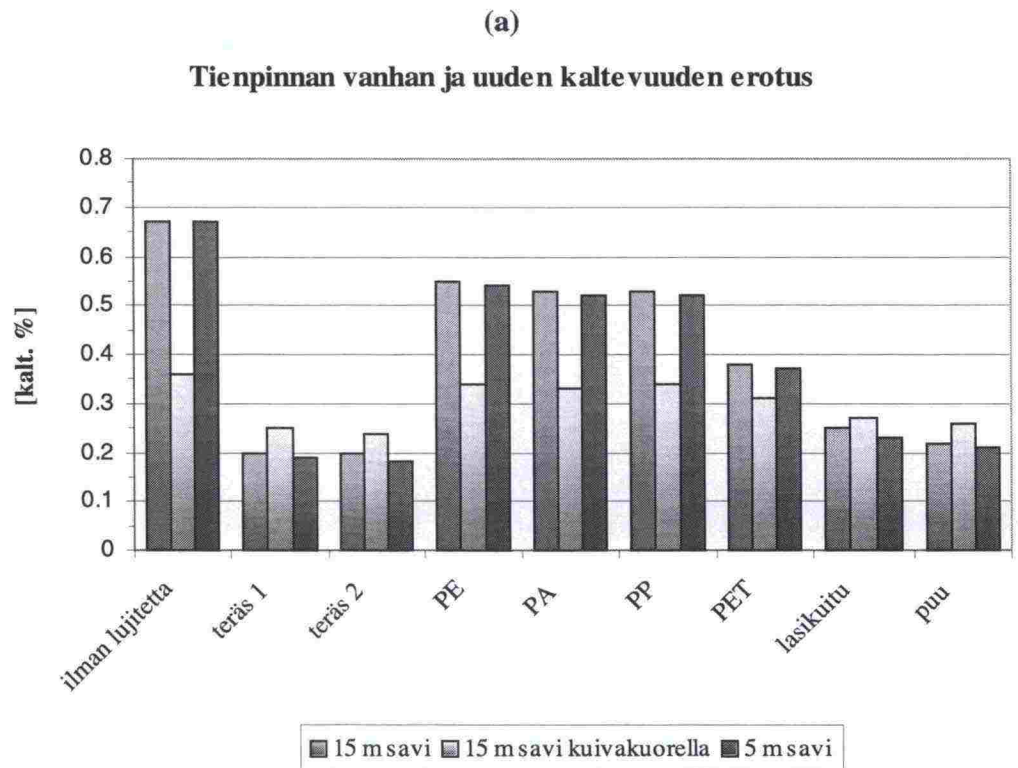
Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuserojen pienentämiseen



Kuva 7.79: (a) Uuden ja vanhan kaltevuuden erotus. (b) Suhteellinen vetolujitteesta saatava hyöty kaltevuuksien erotuksen pienentämisessä. Penkeenä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 79 a havaitaan kaikilla pohjamaavaihtoehtoilla, että muovisten vetolujitteiden kaltevuuksien erotus on lähes sama kuin ilman lujitetta olevilla. Tämä korostuu suhteellisissa vaikutuksissa. Jäykällä vetolujitteella suhteellinen vaikutus on suurin 5 m syvän saven tapauksessa, kun taas muoveilla eroa pohjamaan suhteen ei ole havaittavissa läheskään yhtä selvästi. Muoveilla vetolujitteen sijainnilla näyttäisi olevan suuri merkitys, ei niinkään pohjamaalla.

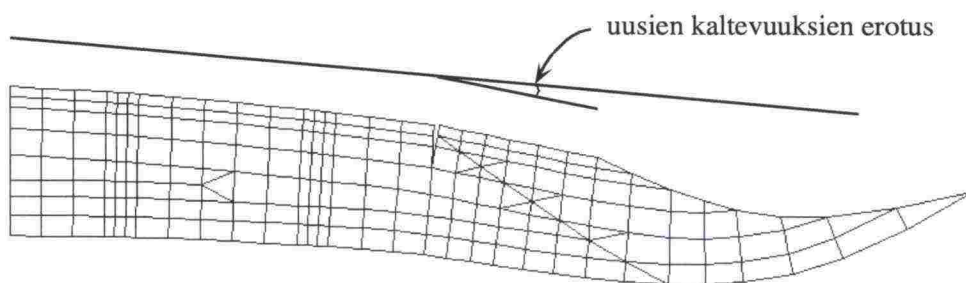
Kevyen liikenteen tien tapauksessa esitetään vanhan ja uuden penkerein kaltevuuserotus (kuva 80 a) ja vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuserojen pienentämiseen (kuva 80 b).



Kuva 7.80: (a) Uuden ja vanhan kaltevuuden erotus. (b) Suhteellinen vetolujitteesta saatava hyöty kaltevuuksien erotuksen pienentämisessä. Penkereenä on kevyen liikenteen tie.

Kuvista 80 a ja b ilmenee, kuivakuorellisen saven tapauksessa, vetolujitteiden vähäinen hyöty kaltevuuserojen pienentämisessä. Suhteellisesti eniten hyötyä vetolujitteista on 15 m ja 5 m syvän saven tapauksessa. Tällöin kysymykseen tulevat jäykät vetolujitteet ja muoveista PET.

Levennysten osalta tarkastellaan levennysosan ja vanhan osan uusien kaltevuuksien erotusta (kuva 81) ja vetolujitteista saatavaa suhteellista hyötyä tämän erotuksen pienentämisessä.

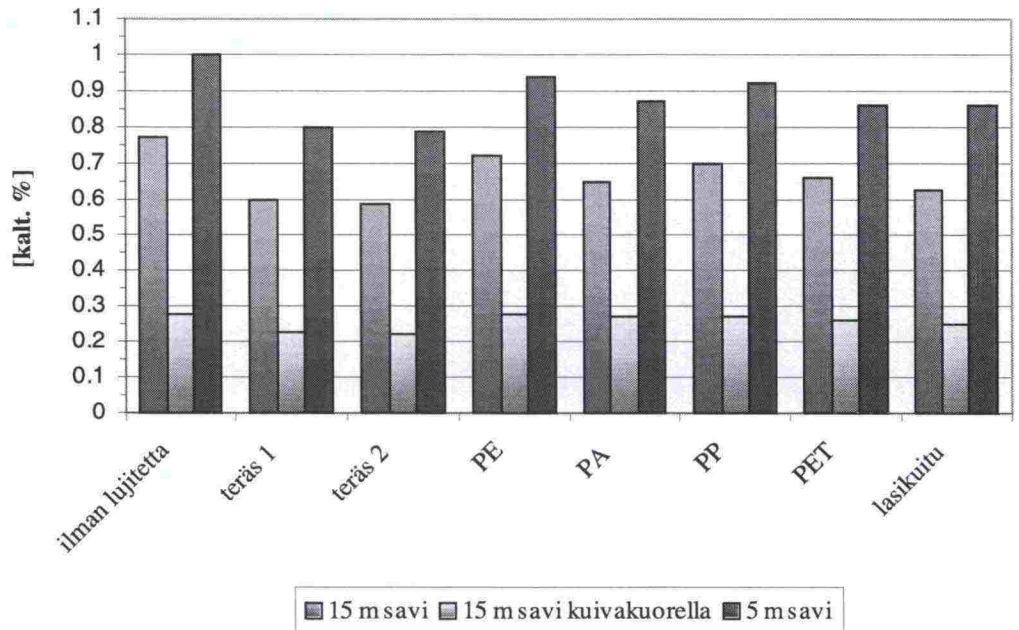


Kuva 7.81: Levennysosan ja vanhan osan uusien kaltevuuksien erotus.

Ensiksi vertaillaan 1,5 m levennystä ja tämän jälkeen 2,5 m levennystä sekä lopuksi molempien suhteellisia arvoja toisiinsa. Kuvassa 82 a esitetään levennyksen ja vanhan penkereen todellisten uusien kaltevuuksien erotus. Kuvassa 82 b esitetään vuorostaan suhteellinen vetolujitteen kaltevuuksien erotusta pienentävä vaikutus eli vetolujitteesta saatava hyöty kaltevuuksien erotuksessa.

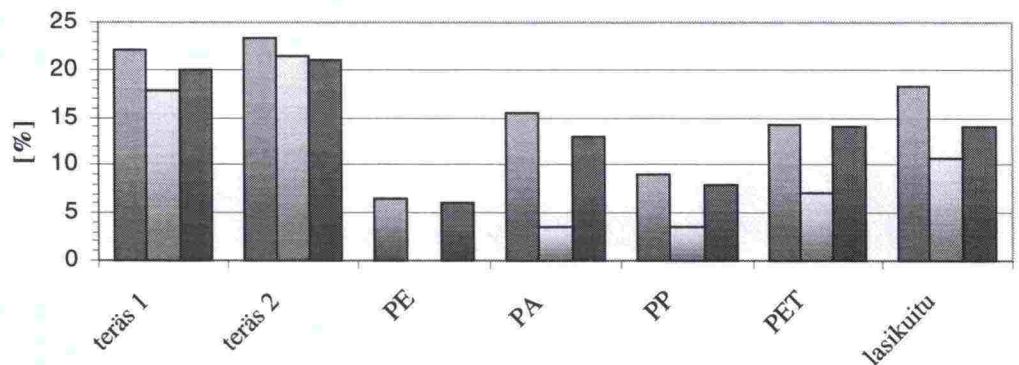
(a)

Uuden ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus



(b)

Vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty uusien kaltevuuksien erotuksessa



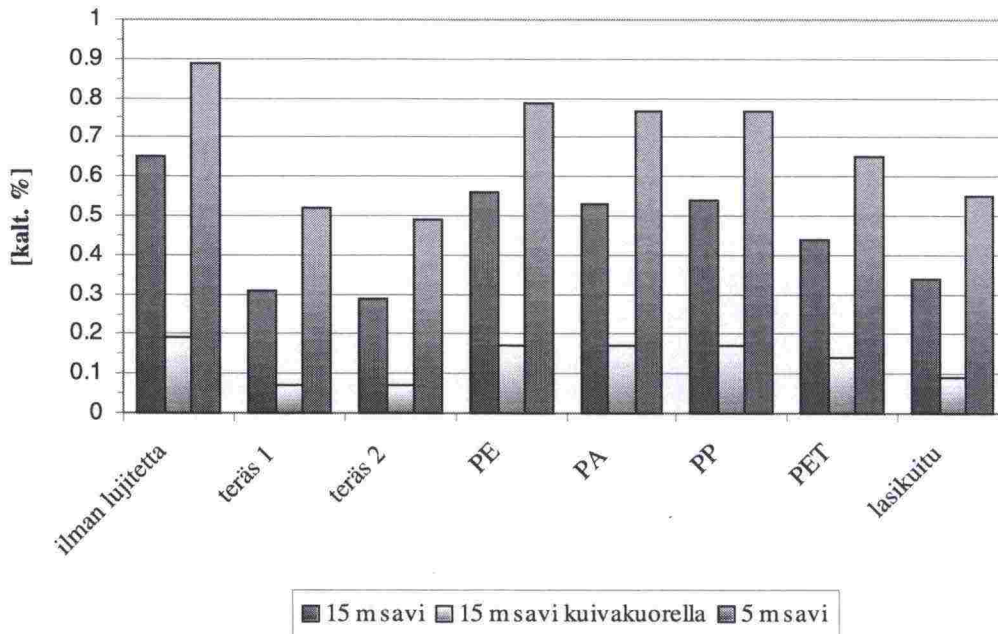
Kuva 7.82: (a) Uuden ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus. (b) Vetolujitteen suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa 1,5 m levennyksellä.

Kuvasta 82 a havaitaan, kuinka todelliset erotukset ovat suurimpia 5 m syvän saven tapauksessa. Suhteellisesti vetolujite pienentää erotusta parhaiten 15 m syvän saven tapauksessa. Huomattavaa on PE olematon vaikutus kuivakuorellisen saven tapauksessa. Tavallisen ja galvanoidun teräksen ero on suurimmillaan kuivakuorisella savella. Teräs ei ole enää yhtä ylivoimainen vetolujitevaihtoehto kuin korkealuokkaisen ja kevyen liikenteen tien tapauksissa. 2,5 m leven-

nyksen uusien kaltevuuksien erotukset ja suhteellinen vaikutus erotusten pienentämiseen on esitetty *kuvissa 83 a ja b*.

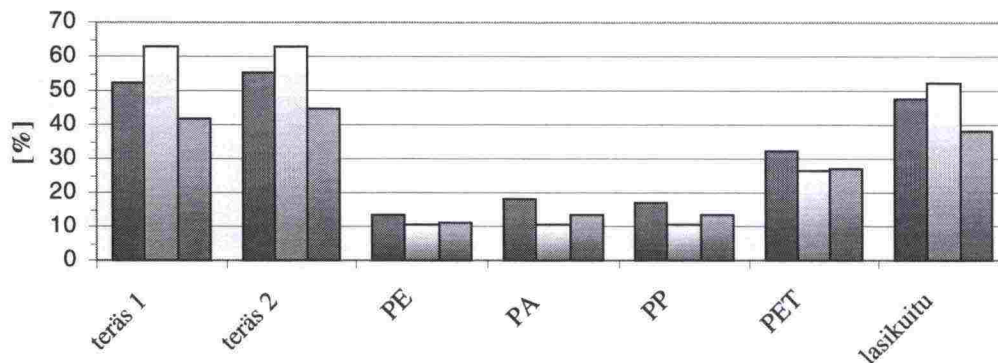
(a)

Uuden ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus



(b)

Vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty uusien kaltevuuksien erotuksessa

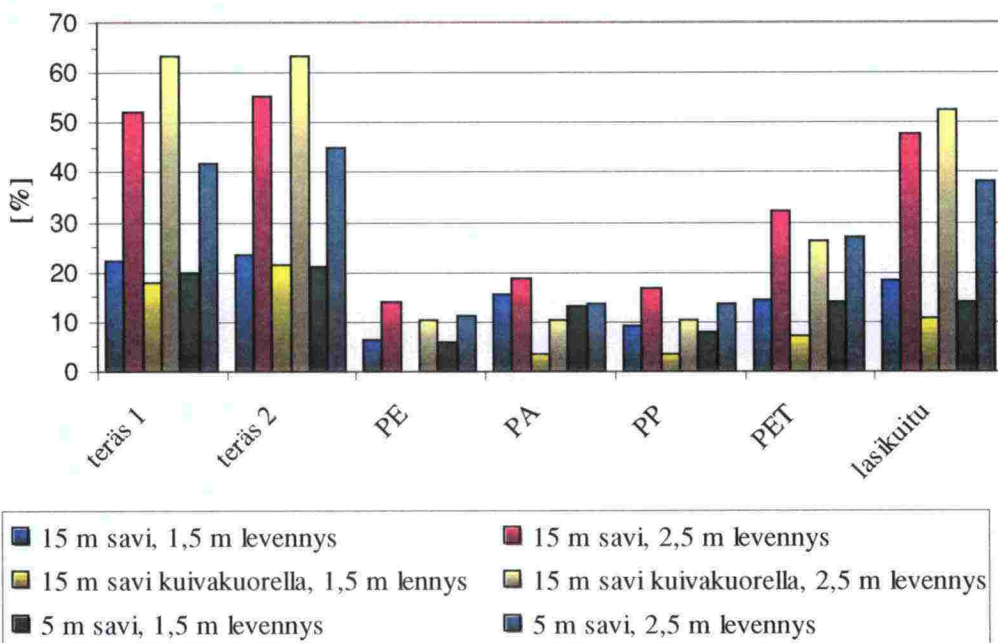


Kuva 7.83: (a) Uuden ja vanhan penkereen uusien kaltevuuksien erotus. (b) Vetolujitteen suhteellinen vaikutus uusien kaltevuuksien erotuksessa 2,5 m levennyksellä.

Kuvasta 83 havaitaan, että 5 m syvä savi antaa suurimmat ja kuiva-kuori pienimmät erotuksen arvot. Suhteellisesti kuivakuorellinen savi hyödyntää jäykkiä vetolujitteita parhaiten. Muovien osalta 15 m syvä savi pystyy parhaiten käyttämään vetolujitteet hyödyksi.

Molempia levennyksiä on syytä vertailla toisiinsa. Tähän sopii erinomaisesti vetolujitteen suhteellisten vaikutusten vertailu, eli kuinka hyvin vetolujite pienentää uusien kaltevuuksien erotusta. *Kuvassa 84* esitetään suhteellinen vertailu.

Vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty uusien kaltevuuksien erotuksessa



Kuva 7.84: Vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty uusien kaltevuuksien erotuksessa. Kuvassa vertaillaan molempia levennyksiä.

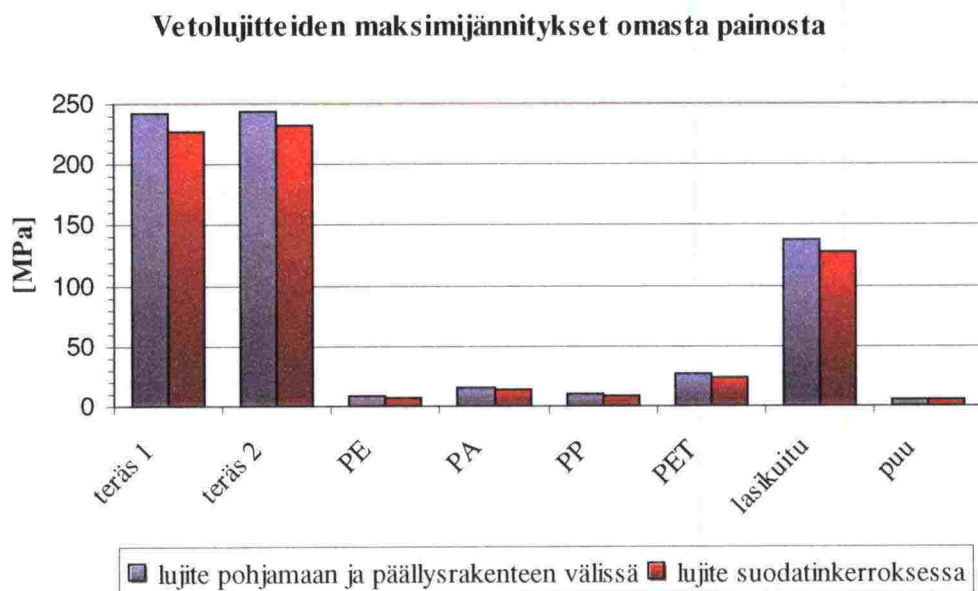
Vetolujitteesta on selvemmin hyötyä 2,5 m levennyksessä kuin 1,5 m levennyksessä. Maksimihyöty saavutetaan 2,5 m levennyksessä kuivakuorisella savella, kun kyseessä ovat jäykät vetolujitteet. Muovien osalta 15 m syvä savi ilman kuivakuorta on määräävin. 1,5 m levennyksessä maksimihyöty jäykillä vetolujitteilla saavutetaan 5 m syvällä savella. Muovipohjaisilla lujitteilla 15 m syvä savi ilman kuivakuorta on määräävin kuten 2,5 m levennyksellä.

7.5.4 Vetolujitteiden maksimijännitykset ja -venymät

Maksimijännitysten ja -venymien osalta vertaillaan omasta painosta tulleita jännityksiä ja venymiä. Yhdistettyjen jännitysten osalta esitetään suhteellisesti vetolujitteen jännitysosuus myötöjännityksestä. Vertailu suoritetaan pääsääntöisesti saman penkereen eri pohjamaiden välillä. Levennysten osalta verrataan molempia myös keskenään. Korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa verrataan myös vetolujitteen sijainnin muutoksen aiheuttamia maksimijännityksiä ja -venymiä.

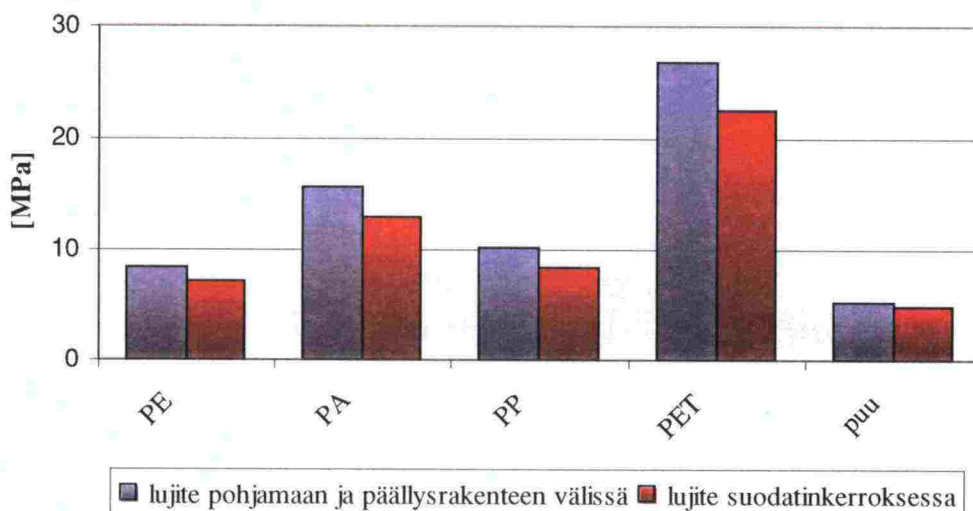
Vertailu aloitetaan korkealuokkaisesta tiepenkereestä. Korkealuokkaisessa tiepenkereessä vetolujite on joko pohjamaan ja päällysrakenteen välissä tai suodatinkerroksessa. Kuvassa 85 esitetään vetolujitteissa esiintyvien maksimijännitysten vertailu, kun vetolujite vaihtelee sijaintinsa puolesta. Pohjamaana on 15 m syvä savi ilman kuivakuorta.

Kuva 7.85: Vetolujitteiden maksimijännitysten vertailu. Penkereenä on korkealuokkainen tie.



Kuvasta 85 havaitaan lähinnä jäykkien vetolujitteiden maksimijännityserot. Terästen erotus on noin 15 MPa ja lasikuidun noin 8 MPa. Muovisten ja puisen vetolujitteen tarkennettu vertailu esitetään kuvassa 86.

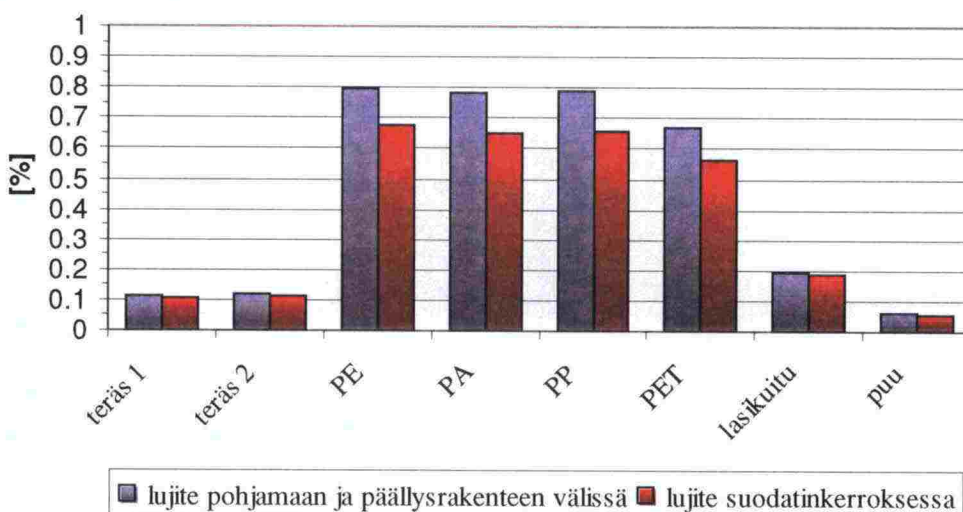
Vetolujitteiden maksimijännitykset muovien ja puun osalta



Kuva 7.86: Muovien ja puun maksimijännitysvertailu. Penkereenä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 86 havaitaan, että vetolujitteen sijainnin merkitys pienenee jännitysten osalta, mitä pienempi on jännitys itsessään. Vetolujitteiden maksimivienymien vertailu eri vetolujitteen sijainnin välillä esitetään kuvassa 87.

Vetolujitteiden maksimivienymät omasta painosta

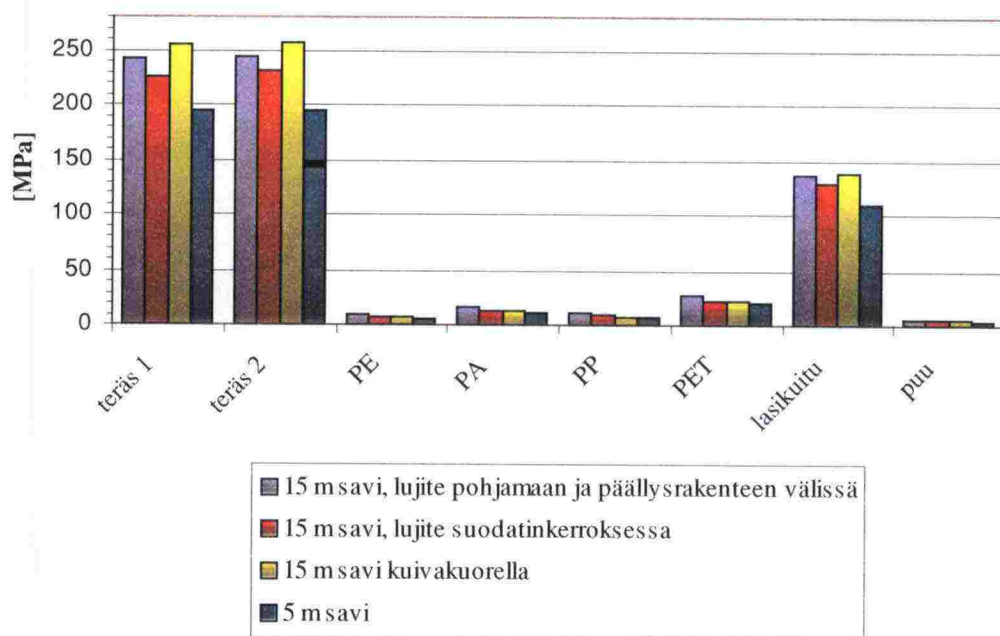


Kuva 7.87: Vetolujitteiden maksimivienymiä omasta painosta. Penkereenä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 87 havaitaan selvät venymäerot muoveilla, kun taas muilla ero on selvästi vähäisempi. Kuvassa 88 a esitetään korkealuokkaisen tiepenkereen maksimijännitykset omasta painosta, kun pohjaolosuhteet vaihtelevat. Kuvassa 88 b esitetään kuvaa 88 a vastaavat maksimivenymät.

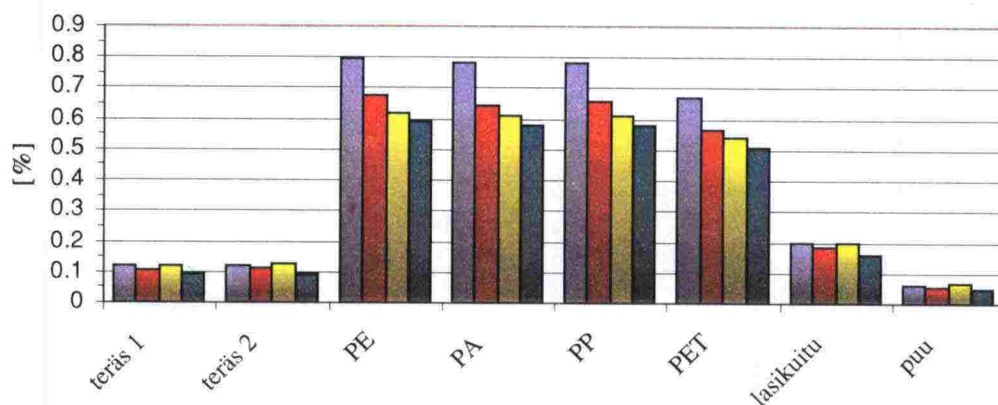
(a)

Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta



(b)

Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta

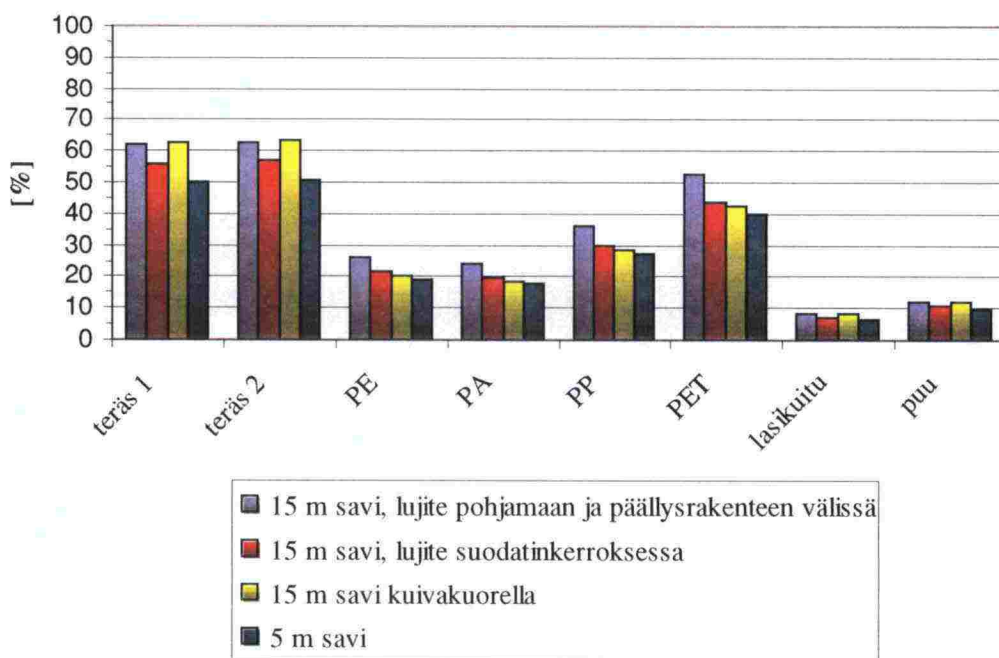


Kuva 7.88: (a) Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta. (b) Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta. Penkereinä on korkealuokkainen tie.

Kuvasta 88 a havaitaan, että jäykkien vetolujitteiden maksimijännitykset esiintyvät kuivakuorisella savella. Muovien osalta maksimijännitykset saavutetaan 15 m syvällä savella. Teräksisten vetolujitteiden venymät ovat molemmilla teräksillä pohjaolosuhteista riippumatta noin 0,1 %. Kolmella eniten venyvällä muovilla venymät vaihtelevat 0,6 ja 0,8 % välillä riippuen pohjaolosuhteista. PET venymät vaihtelevat 0,5 – 0,7 %. Lasikuidun venymät ovat noin kaksinkertaiset terästen venymiin verrattuna. Puun venymät ovat karkeasti ottaen puolet teräksen venymistä.

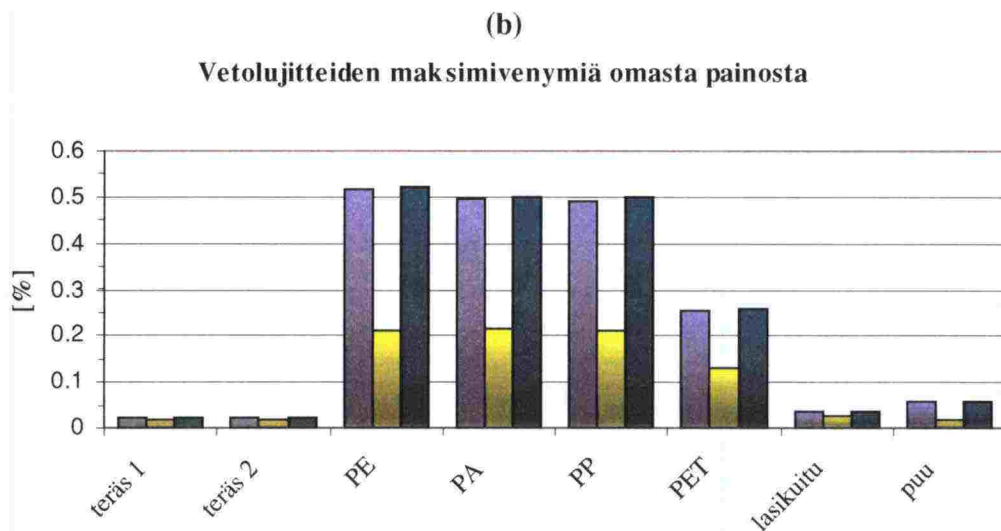
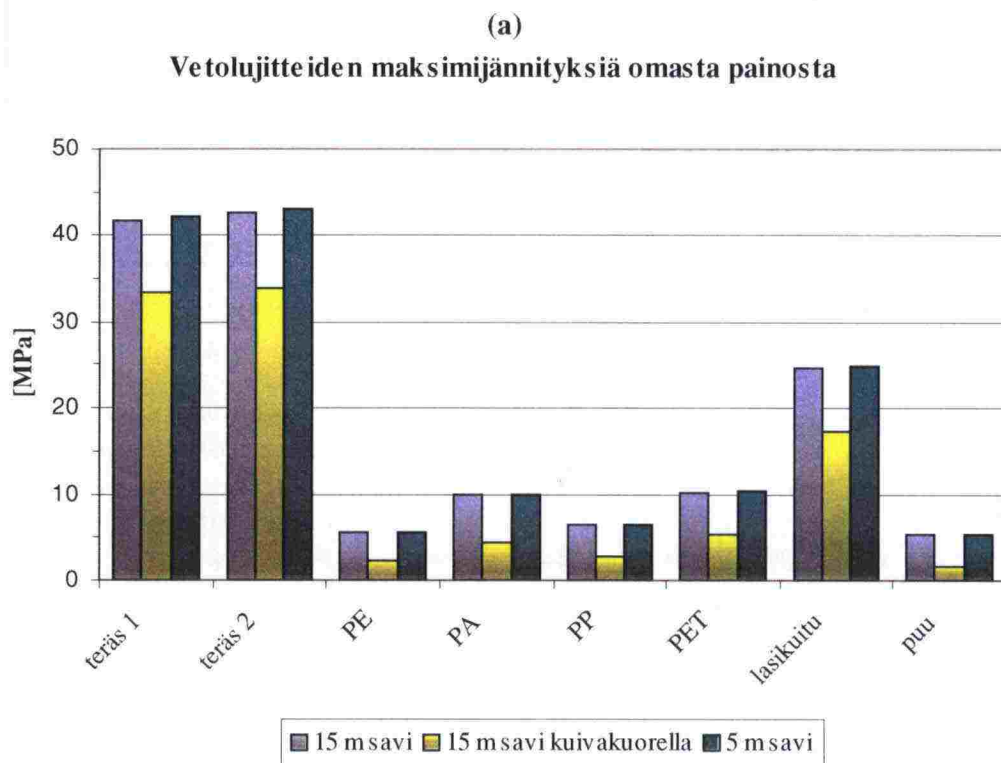
Huomioitaessa liikennekuormitus vetolujitteen jännityksissä voidaan vetolujitteen maksimijännitys esittää suhteellisesti myötöjännityksestä. Vetolujitteen jännitysten noustessa liian lähelle myötörajaa on syytä epäillä vetolujitteen kykyä toimia todellisessa rakenteessa. Kuvassa 89 esitetään korkealuokkaisen tiepenkereen vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä.

Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä



Kuva 7.89: Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä. Penkereenä on korkealuokkainen tie.

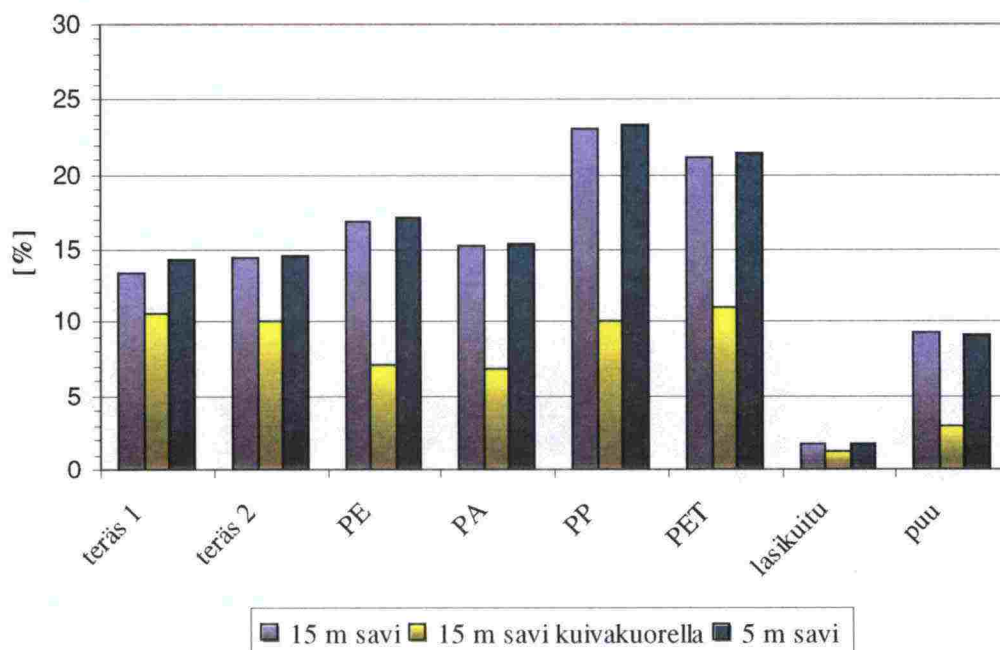
Kuvasta 89 havaitaan, että teräksillä maksimijännitysten osuus on yli 60 % myötöjännityksestä, kun pohjamaana on kumpi tahansa 15 m syvistä savista. Muovit eivät saavuta lähellekään myötörajaa, paitsi PET, joka saavuttaa maksimissaan yli 50 % myötöjännityksestä. Lasikuitu on poikkeus jäykistä vetolujitteista, sillä sen osuus myötöjännityksestä jää alle 10 %. Vetolujitteiden maksimijännityksiä ja venymiä kevyen liikenteen tien tapauksessa esitetään kuvissa 90 a ja b.



Kuva 7.90: (a) Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta. (b) Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta. Penkereenä on kevyen liikenteen tie.

Kuvan 90 a- ja b-kohdista havaitaan, että 15 m ja 5 m syvä savi ilman kuivakuorta aiheuttavat lähes yhtä suuret jännitykset ja venymät vetolujitteisiin. Terästen venymät ovat 0,016 - 0,021 %. Muoveilla, PET lukuun ottamatta, maksimivenymät saavuttavat 0,5 %. Lasikuitu ja puu jäävät alle 0,05 %. Kevyen liikenteen tiessä vaikuttavien vetolujitteiden maksimijännityksiä myötöjännityksestä vertaillaan kuvassa 91. Jännityksiin kuuluu liikennekuorman tuoma osuus.

Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä

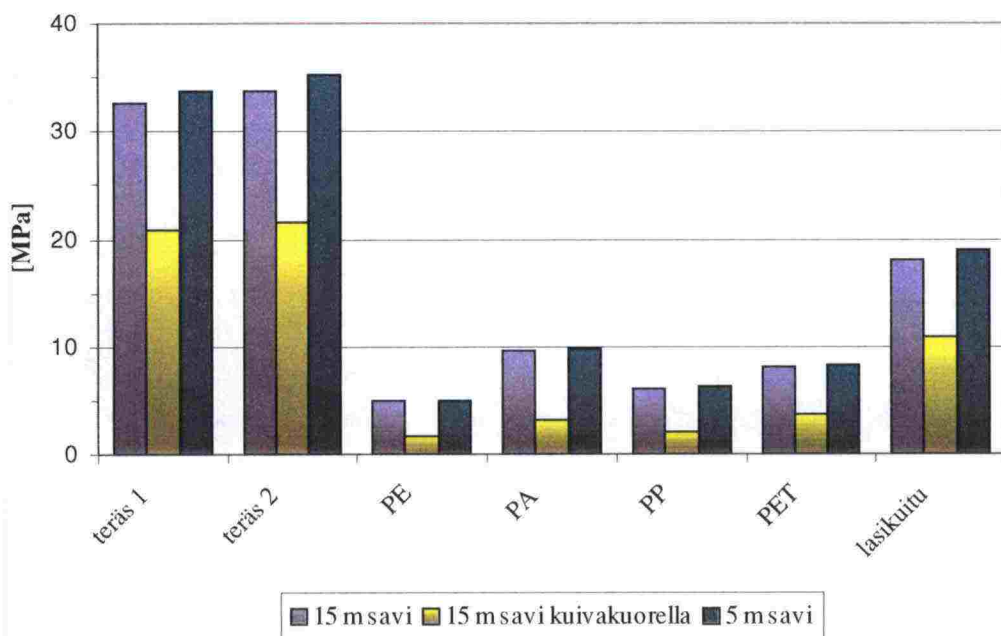


Kuva 7.91: Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä. Penkereinä on kevyen liikenteen tie.

Kuvasta 91 havaitaan muovisten vetolujitteiden maksimijännitysten osuuden myötöjännityksestä olevan 15 - 25 %, kun pohjamaana on 15 m tai 5 m syvä savi ilman kuivakuorta. Tällöin suhteellinen osuus on suurempi kuin teräksillä. Kuivakuorisella savella terästen suhteellinen osuus taas on suurempi kuin muoveilla. Lasikuidun jännitykset myötöjännityksestä ovat alle 2 %. Jännitykset eivät nouse millään vetolujitteella lähelle myötörajaa. Levennysten osalta vetolujitteiden maksimijännitykset ja -venymät esitetään kapeammasta leveämpään levennykseen. Kuvassa 92 esitetään 1,5 m levennyksen maksimijännitykset ja -venymät.

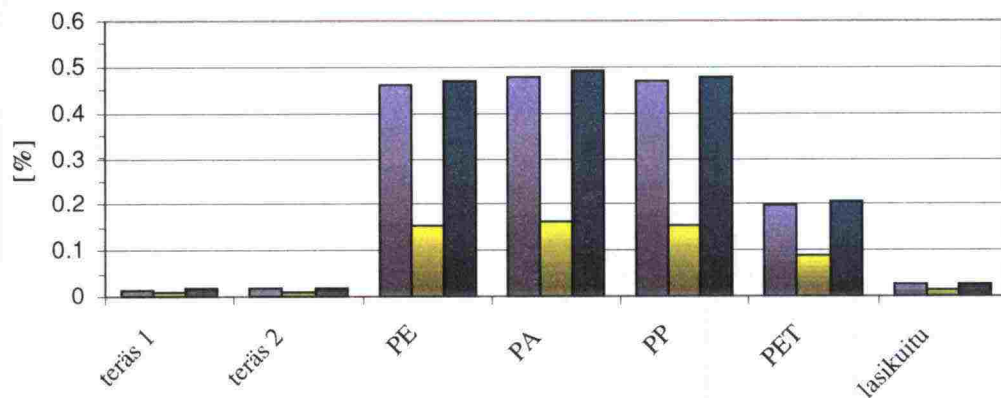
(a)

Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta



(b)

Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta

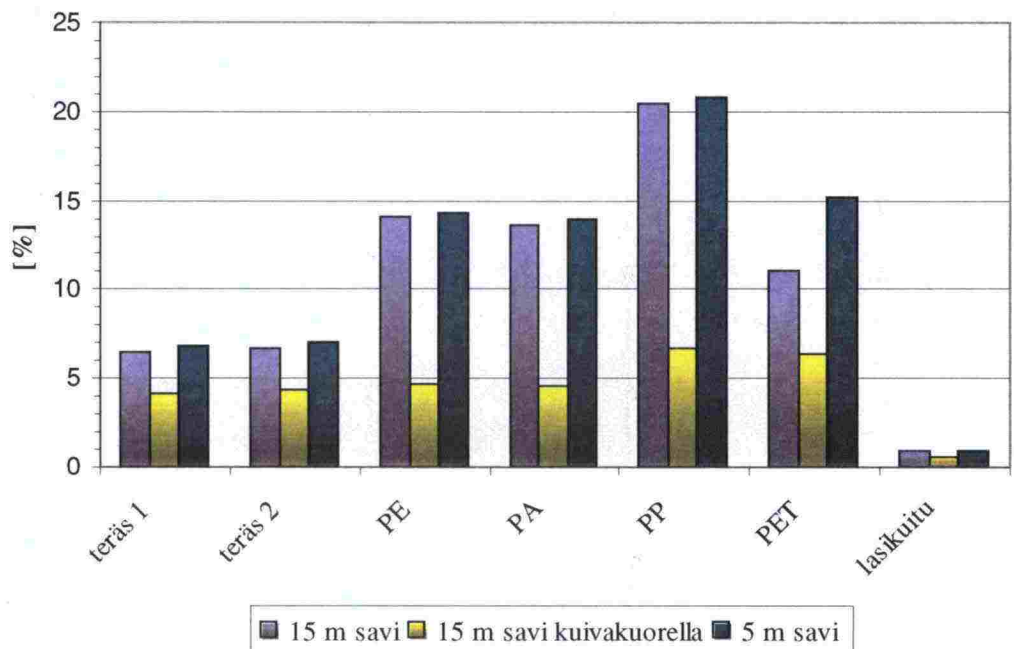


Kuva 7.92: (a) Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta. (b) Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta 1,5 m levennyksellä.

Kuvasta 92 a havaitaan kuivakuorettomien pohjamaiden saavan aikaan lähes yhtä suuret jännitykset ja venymät, eli syvyydellä ei näyttäisi olevan huomattavaa merkitystä. Kuivakuorella on huomattava merkitys niin jännityksiin kuin venymiinkin. Muoveista PA erottuu jännitysten suhteen. Muovien maksimivenymät jäävät kaikilla tapauksilla alle 0,5 %. Terästen venymät ovat luokkaa 0,015 - 0,020 % ja lasikuidun vastaavasti luokkaa 0,025 - 0,027 %.

Suhteellisesti jännitysten ja venymien vaihtelu on pienintä kuivakuorellisella savella. 1,5 m levennyksen vetolujitteiden maksimijännityksiä myötöjännityksestä on esitetty *kuvassa 93*. Jännityksissä on mukana liikennekuorman tuoma osuus.

Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä



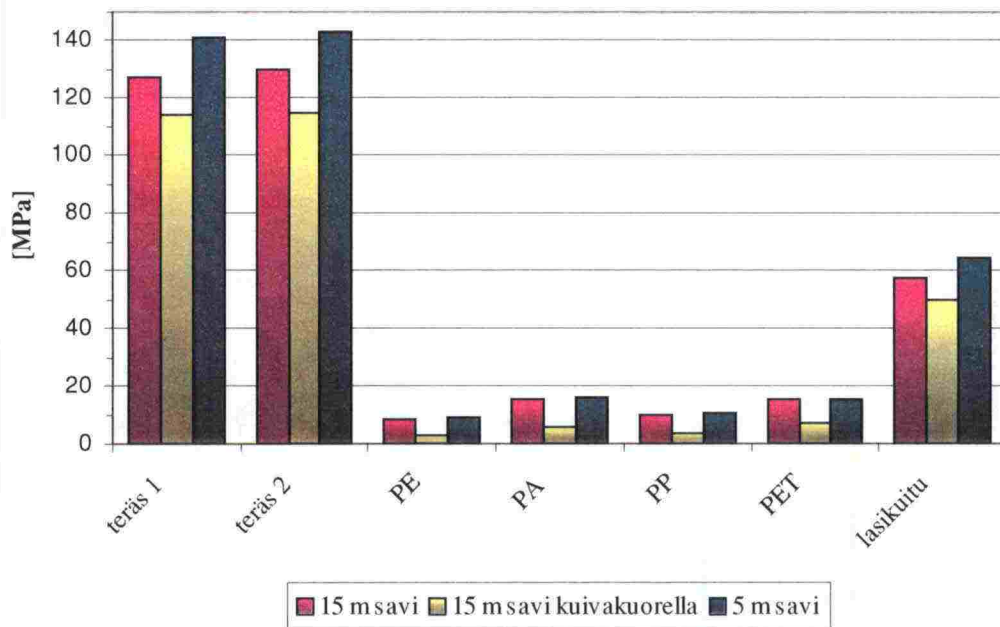
Kuva 7.93: Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä. Penkereenä on 1,5 m levennys.

Kuvasta 93 havaitaan, kuinka muovit käyttävät jännityskapasiteetti-
aan eniten hyödyksi ja vastaavasti lasikuitu vähiten. Jännitykset
eivät nouse lähelle myötörajaa millään vetolujitteella. PP pääsee
maksimiarvollaan vain noin viidesosaan myötöjännityksestä. Kuiva-
kuorella vastaava arvo on noin 1/15.

2,5 m levennyksellä esiintyvät maksimijännitykset ja -venymät esi-
tetään *kuvassa 94*.

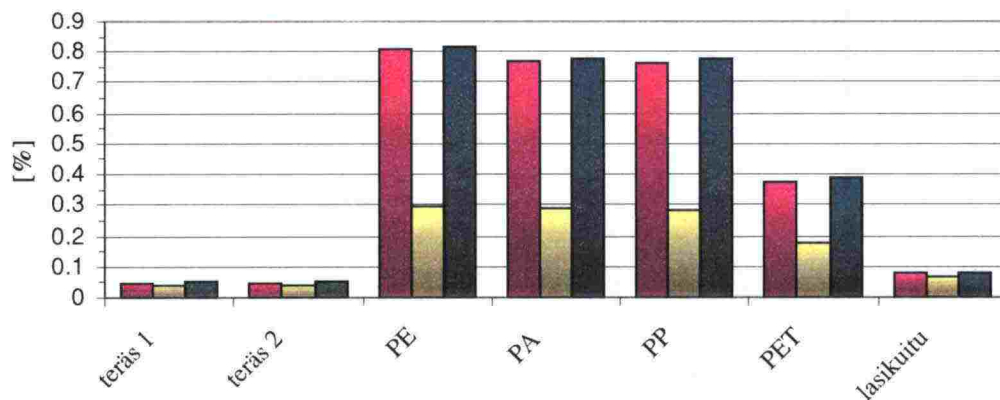
(a)

Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta



(b)

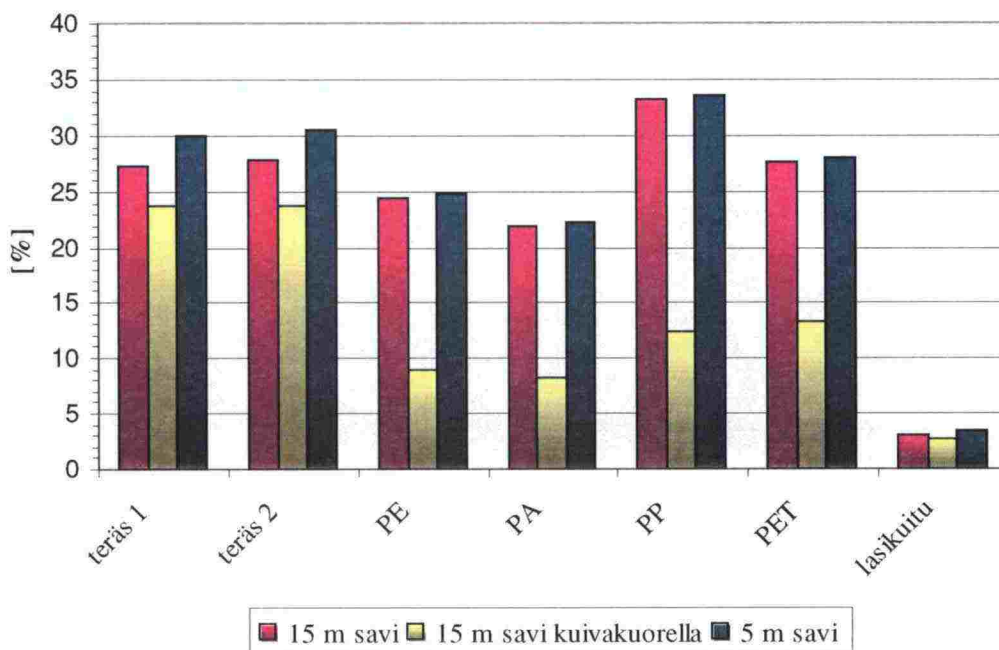
Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta



Kuva 7.94: (a) Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta. (b) Vetolujitteiden maksimivenymiä omasta painosta 2,5 m levennyksellä.

Kuvasta 94 havaitaan, kuinka kuivakuorettomien pohjamaiden ero kasvaa jännityksen kasvun myötä. Teräksillä maksimijännitykset saavuttavat yli 140 MPa. PA ja PET jännitykset ovat lähes yhtä suuria, kuten myös PE ja PP. Muovit saavat maksimissaan jopa 0,8 % venymiä, PET lukuun ottamatta. Teräs on venymien puolesta paras noin 0,05 % venymillä. Kuvassa 95 esitetään maksimijännitysten suhde myötöjännitykseen 2,5 m levennyksellä.

Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä



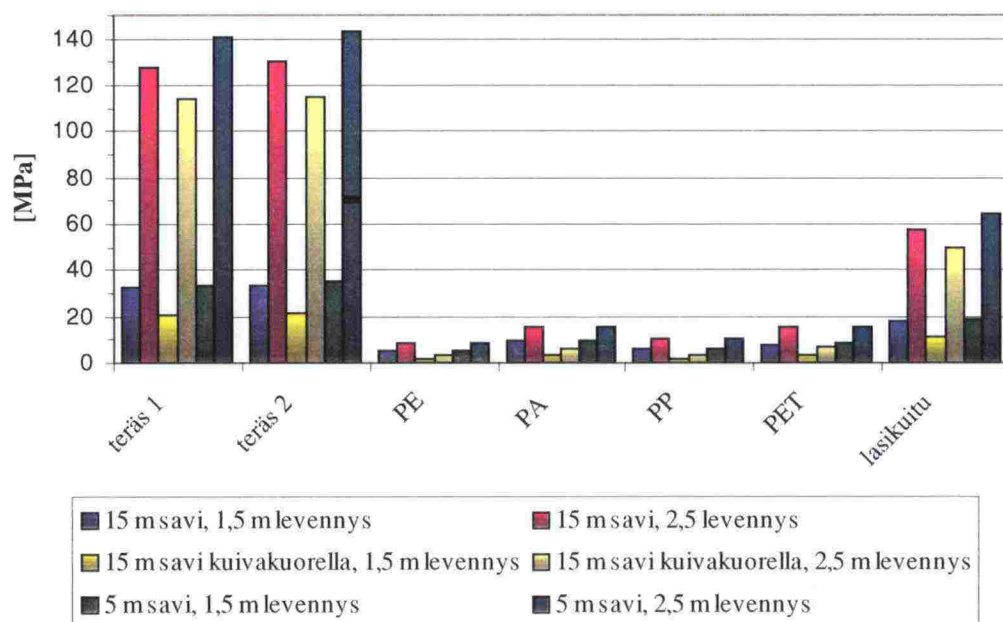
Kuva 7.95: Vetolujitteiden maksimijännitysten osuus myötöjännityksestä. Penkereenä on 2,5 m levennys.

Kuvasta 95 havaitaan, että kaikilla muilla vetolujitteilla paitsi lasikuidulla saavutetaan merkittävä osuus myötöjännityksestä. Vetolujitteiden maksimijännitykset ovat noin $1/4$ - $1/3$ myötöjännityksestä, kun pohjamaana on kuivakuoreton vaihtoehto, paitsi lasikuidulla osuus on noin $1/40$ osa. Kuivakuorellisissa tapauksissa maksimijännitykset jäävät teräksillä alle $1/4$ ja muoveilla $1/10$ molemmille puolille. Lasikuidulle pohjamaan vaihtelulla ei näytä olevan huomattavaa merkitystä.

Levennyksiä on syytä vertailla toisiinsa myös vetolujitteiden maksimijännitysten ja -venymien osalta. Kuvaan 96 on yhdistetty molempien levennysten maksimijännitykset ja -venymät. Maksimijännitysten osuutta myötöjännityksestä ei ole tarpeellista verrata, sillä suurin saavutettava osuus on vain 35 % myötöjännityksestä (kuva 95). 1,5 m levennyksen vastaava arvo on PP noin 20 % (kuva 93).

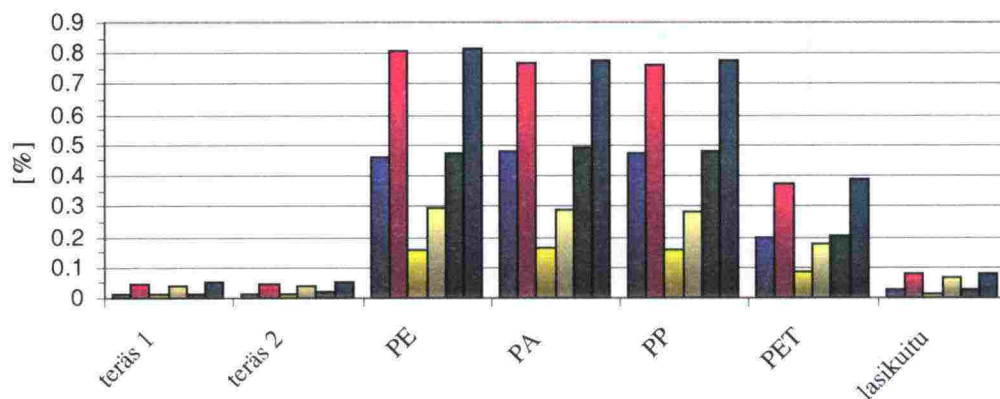
(a)

Vetolujitteiden maksimijännityksiä omasta painosta



(b)

Vetolujitteiden maksimivenymä omasta painosta



Kuva 7.96: (a) Vetolujitteen maksimijännityksiä omasta painosta. (b) Vetolujitteiden maksimivenymä omasta painosta. Kuvissa vertaillaan molempia levennyksiä toisiinsa.

Kuvasta 96 selviää hyvin levennysten aiheuttamat suuret maksimijännitys- ja -venymäerot. Erot levennysten välillä ovat suurimmat kuivakuorettomien pohjamaiden osalla.

7.5.5 Vetolujitteiden kustannusten vertailu

Vetolujitteiden kustannuksia arvioitaessa pelkästään materiaalikustannusten perusteella on syytä muistaa, että jokainen pengerrin toimii omalla tavallaan. Vetolujitteita tarvitaan eri määrä riippuen penkereen pohjamaasta ja päällysrakenteesta, vetolujitteen sijainnista jne.

Tässä esimerkissä esitetään vetolujitteiden materiaalikustannusten todellisia kustannuksia. Materiaalikustannukset esitetään muodossa mk/m² taulukossa 57. Taulukossa 57 esiintyvät maksimi- ja minimihinnat on saatu CMS (Cambridge Materials Selector) 2.05, ja ne on esitetty liitteessä 4. 1 £ vastaa tässä taulukossa 8,4 mk.

Taulukko 7.57: Vetolujitteiden todellisia materiaalikustannuksia [mk/m²].

Vetolujite	Minimi-hinta [mk/m ²]	Maksimi-hinta [mk/m ²]	Keski-hinta [mk/m ²]
Teräsverkko 1 B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	14,0	15,9	15,0
Teräsverkko 2 (galvanoitu) B500K/F30-7/5-150/200-10000/2350	16,1	18,0	17,1
HDPE-verkko	2,5	3,0	2,8
PA (nylon) tekstiili	8,7	20,9	14,8
PP tekstiili	2,3	3,2	2,7
PET tekstiili	8,5	14,6	11,6
Lasikuitumatto	6,7	102,8	54,8
Raakapuu Ø 50 kk 100	2,0	4,3	3,2

Taulukon 57 kustannukset on saatu kertomalla taulukon 3 tasoitettukorkeus liitteessä 4 esiintyvällä tiheydellä ja hinnalla. Raakapuun minimi- ja maksimihintana on käytetty arvoa 0,5 mk/kg. Taulukon hinnat ovat suuntaa antavia materiaalikustannushintoja eivätkä lopullisia vetolujitteiden vähittäis- tai tukkumyyntihintoja. Materiaaleja ei pidä laittaa paremmuusjärjestykseen pelkän hinnan perusteella. Lopullisen järjestyksen ratkaisee vetolujitteelta saatava hyöty, esimerkiksi kaltevuuden pienentäjänä, jaettuna lopullisilla kustannuksilla.

8 MALLINNUKSEN EPÄTARKKUUDET

8.1 FEM-ohjelmasta riippumattomat epätarkkuudet

8.1.1 Lähtötietojen vaikutus tuloksiin

Penkereen päällysrakenteiden materiaaliarvoja ei ole määritetty tätä tutkimusta varten, vaan ne on kerätty eri koesarjoista ja niitä on pyritty yhdistämään hyvällä geoteknisellä tuntemuksella. Materiaalien kimmomoduulit on laskettu avoimessa tilassa olettamalla tietty jäännösjännitys kantavalle ja jakavalle kerrokselle. Suljetun tilan kimmomoduuleina on käytetty tielaitoksen lähteen /47/ antamia arvoja. Penkereen alusrakenteen avoimen tilan kimmomoduulit on laskettu niin sanotulla 'sekanttimenetelmällä'. Suljetun tilan, lyhyen kuormitusajan, kimmomoduulit on puhtaasti arvioitu.

Vetolujitteen ja maan välisestä vuorovaikutuksesta ei ole myöskään tehty erillisiä kokeita, vaan näitä on pyritty mielekkäästi tulkitsemaan lähteen /7/ antamista tuloksista. Puisella vetolujitteella on tyydytty arvioihin, sillä puisella vetolujitteella ei ole tällä hetkellä käytännön sovellutuksia Suomessa näreteloja lukuun ottamatta. Vetolujitteiden materiaaliominaisuuksien arvoina käytetään CMS 2.05 antamia arvoja tai tietokannasta saatujen ääriarvojen välisiä arvoja. Tutkimuksen tarkoituksena ei ole vertailla vetolujitteita valmistajien antamilla arvoilla vaan laajentaa tutkimus materiaalien yleiselle tasolle.

Malli ei edusta mitään todellista tutkittua kohdetta edellä mainituista seikoista johtuen. Mallissa on lähtötietojen osalta niin paljon tulkinnan varaa, että tarkkaan tulokseen pyrkiminen ei ole edes mielekäästä. Tuloksia on syytä arvioida tältä pohjalta.

8.1.2 Penkereen yksinkertaistamisesta

Todellisuudessa savella esiintyy lähes aina kuivakuorikerros, jonka paksuus vaihtelee, paikasta riippuen, muutamasta kymmenestä sentistä useampaan metriin. Kuivakuorettomia savia voi esiintyä lähinnä vesijättömailla, jotka ovat nousseet vedestä maan kohoamisen myötä. Tällöin pohjavedenpinnan oletetaan olevan maan pinnan tasolla. Kuivakuorellisilla savilla kuivakuori on harvoin täysin ehjä, ja lähes ehjien alueiden laajuus vaihtelee huomattavasti. Mallinnuksesta saatavia tuloksia on syytä arvioida myös tältä näkökannalta. Laskennassa käytettyjä kuivakuorista ja kuivakuoretonta savea voi-

daan pitää ääriarvotapauksina, jolloin lähinnä "tyypillisen rannikolla sijaitsevan saven" tulos löytyy jostain niiden väliltä.

Penkereen päällysrakenteen mallinnuksessa ei ole huomioitu mahdollista luiskan täyttöä alempiluokkaisilla materiaaleilla, vaan päällysrakenne jatkuu korkealuokkaisilla maamateriaaleilla koko poikileikkauksen leveydellä. Tällä on mallia jäykistävä vaikutus.

Vetolujitteen sijainti pohjamaan ja päällysrakenteen välissä ei monissakaan todellisissa tapauksissa toteudu, sillä riittävän kitkan aikaansaaminen vaatii vetolujitteen sijoittamisen hiekkaan tai muuhun karkeaan rakennekerrokseen. Teräksen sijoittaminen saveen saattaa olla tietyissä olosuhteissa korroosion kannalta myös epäedullista. Esimerkiksi sulfidipitoinen savi lisää korroosionopeutta. Korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa on pyritty selvittämään vetolujitteen sijainnin muutoksesta tulevia vaikutuksia.

Vetolujitteet edustavat mallissa täysin ideaalisia tapauksia, sillä todellisuudessa niiden asentaminen ei onnistu aivan suoraan tai haluttuun kaltevuuteen. Asentaminen aiheuttaa lähinnä muovisten vetolujitteiden rikkoontumista. Rikkoontumisen ohella vetolujitteisiin tulee esijännityksiä ja tätä kautta venymiä, joita ei ole huomioitu mallissa.

Liikennekuormituksen mallintaminen on hankalaa. Mallinnuksen yksinkertaistamista liikennekuormituksen osalta on käsitelty kapaleessa 7.1.4. Liikennekuormituksen tuomat tulokset on täten otettava lähinnä suuntaa antavina.

8.2 ABAQUS -ohjelman käyttö tiepenkereen vetolujitteiden käyttötilamitoituksessa.

8.2.1 Elementtimenetelmän virheistä ja epätarkkuuksista tiepenkereiden elementtimalleissa.

FE -mallinnuksen epätarkkuudet johtuvat usein käyttäjästä, mutta myös tietokoneesta itsestään tulee epätarkkuutta. Vaikka tietokone laskisi oikein ja ohjelmassa ei ole virhettä, saattavat tulokset siitä huolimatta olla huomattavan epätarkkoja tietokoneesta tai ohjelmointikielestä johtuen. Tietokoneella voidaan esittää vain rajallinen määrä merkitseviä numeroita. Vaikka tämä määrä usein tuntuu varmasti riittävän, tullaan silloin tällöin tilanteisiin, jossa määrä ei olekaan riittävän tarkka ratkaisun aikaansaamiseksi. Tällaisia ti-

lanteita ovat muun muassa *ill-condition*, jolla ei ole kunnan suomenkielistä vastinetta, ja "*diagonaalinen dekadenssi*". *Ill-condition*-tapauksessa yhtälöryhmien kerroinmatriiseissa saattaa esiintyä, varsinkin epälineaarisisissa tehtävissä, alkuarvoista ja/tai ratkaisumenetelmistä johtuen hyvin suuria numeerisia kertaluokkaeroja. Nämä johtavat epätarkkuuksiin ja jopa tilanteisiin, joissa tehtävälle ei saada ratkaisua. "*Diagonaalista dekadenssia*" esiintyy mm. matriisiyhtälöiden ratkaisussa Gaussin eliminointimenetelmällä, jolloin matriisin alkiot ovat huomattavasti toisiaan suuremmat ja tietokone-sana vastaavasti liian lyhyt. Myös solmujen numerointijärjestys saattaa aiheuttaa "*diagonaalista dekadenssia*", mitä on kuvattu tarkemmin lähteessä /37/. Solmujen numerointi kannattaa suorittaa lyhyimmän sivun mukaan. Tämä johtuu matriisin ratkaisijan nopeudesta suorittaa käänteismatriisioperaatio.

Teoreettista epätarkkuutta aiheuttaa tehtävään huonosti sopivan materiaalimallin käyttäminen. Penkereiden mallinnuksessa käytetty lineaarisesti kimmoinen materiaalmalli ei sovi todellisten penkereiden tarkkaan mallinnukseen. Tarkoissa todellisia olosuhteita kuvaavissa malleissa pohjamaa ja päällysrakenne on syytä mallintaa maan materiaalmalleilla, jotka pystyvät ottamaan huomioon niin myötölujittumisen kuin dilataationkin. ABAQUS -ohjelmistossa ylikonsolidoituneen saven pitkäaikaiskäyttäytymisen tarkaksi materiaalimalliksi sopii Drucker-Prager tai Mohr-Coulomb, mutta päällysrakenteen vastaavaksi malliksi ainoastaan Mohr-Coulomb. Drucker-Prager laskee epätarkasti, kun maan kitkakulman laskenta-arvona käytetään suurempaa arvoa kuin 22° . Asfaltin osalta tarkka mallinnus vaatii lämpötilan ja murtumisen huomioon ottamisen. Vetolujitteiden keskinäinen vertailu onnistuu myös karkeammalla mallilla, kun samat epätarkkuudet ja yksinkertaistukset toistuvat ja lopulta kumoavat toisensa.

Elementtimalleihin tulee virhettä materiaalimallien lisäksi itse elementeistä. Elementtien vääristyminen lisää aina virhettä, ja siksi malleissa esiintyvät elementtiverkot on pyritty tekemään mahdollisimman suorakulmaisiksi neliöelementtien osalta. Neliöelementtien maksimisivusuhteena pidetään yleensä 1:4. Kolmioelementtien optimaalisin muoto on tasasivuinen kolmio. Valittaessa elementtejä kolmio- tai neliöelementeistä on niiden muodolla myös jossain määrin merkitystä. Neliöelementit saattavat jäykistää mallia verrattuna pelkillä kolmioelementeillä mallinnettuun malliin. Myös elementin interpolaation asteella on suuri merkitys, kun halutaan mahdollisimman tarkkoja ratkaisuja. Mallinnuksessa lähinnä käytetyt lineaariset neliö- ja kolmioelementit eivät ole parhaat vaihtoehdot mahdollisimman

tarkan tuloksen etsinnässä. Myös elementtiverkkoa tihentämällä saadaan tarkentuneita tuloksia. Asfaltin osalta tihennyksen olisi pitänyt olla huomattavasti tiheämpi, jos renkaan ja asfaltin kosketuskohdassa oleva paine olisi pitänyt mallintaa tarkasti. Elementtien interpolaation nostamisesta ja elementtiverkon tihentämisestä on esitetty lisää luvussa 5.6.5.

Elementtimalliin tuo virhettä myös reunaehtojes asettaminen sekä äärettömyyden mallintaminen äärellisillä elementeillä. Saven ja moreenin välinen kontakti horisontaalisessa suunnassa oletettiin nol-laksi 15 m syvällä savella. 5 m syvällä savella kontakti oletettiin täydelliseksi. Todellinen tilanne löytynee kuitenkin näiden kahden ääriarvon välistä. Saven jatkuminen horisontaalisessa suunnassa äärettömyyteen on mallinnettu äärellisellä määrällä äärellisiä elementtejä. Myös tämä tuo oman osansa laskentaepätarkkuuteen.

Maamateriaalien todellisten kimmomoduulien määrittäminen ja mallintaminen on hankalaa. Todellisuudessa avoimen tilan kimmomoduulien arvot muuttuvat jatkuvan käyrän mukaan ilman epäjatkuvuuksia. Elementtimalleissa kimmomoduulit on määriteltä metrin paksuisille savikerrostumille, jolloin kimmomoduulien arvot ovat keskimäärin oikein kerroksen puolelssavälissä. Erittäin suuri yksinkertaistus tapahtuu levennysrakenteilla, joilla kimmomoduulien arvoja on jaettu suoraviivaisesti vertikaalisessa suunnassa osaluueisiin I ja II (kuva 7.43).

Maamateriaali ei voi todellisuudessa ottaa vastaan vetojännityksiä. Malleissa olevat elementit ottavat vastaan vetoa, sillä ABAQUS -ohjelmiston *NO TENSION -käsky ei toimi kuin lähinnä palkkielementeille. Onneksi maalle tulevia vetojännityksiä esiintyy harvoin, ja silloin paikkana on yleensä kantavan kerroksen yläpinta. Myös 5 m syvällä savella lähellä moreenia oleva savikerros saa vetojännityksiä. Vetojännitysten vastaanottaminen maarakenteilla jäykistää mallia. Mallia eniten jäykistävä tekijä löytynee asfaltista, joka toimii jäykän levyn lailla korkealuokkaisen tiepenkereen ja kevyen liikenteen tien tapauksissa.

Laskentatulosten epätarkkuutta lisää ABAQUS/Post, joka on tulosten graafinen jälkikäsitteijä. Tarkatkin laskentatulokset voi pilata antamalla graafiselle jälkikäsitteijälle mallin luonteeseen sopimattomia tulostuskäskyjä. Elementtimallin tulokset ovat tarkat integroimispisteissä. Elementin ollessa äärellisen alueen kokoinen on muualla kuin integroimispisteissä olevat arvot likiarvoja. Näiden likiarvojen arvioimiseen tarvitaan muotofunktioita. ABAQUS/Post ekstrapoloi esimerkiksi jännitykset automaattisesti solmuihin ja pai-

nottaa elementtiryhmän yhteisiä solmuja elementtien tyyppin ja muodon mukaan. Elementtiverkossa, jossa on elementtityyppi-, materiaali- tai poikkileikkausominaisuuksien epäjatkuvuuksia, ei ABAQUS/Post enää jaa solmuihin tasoitettua jännitystä muiden elementtien kanssa. Solmuihin tasoitettu jännitys voidaan pakottaa käskyllä *SET, C AVERAGE=ON*. Solmuihin pakotettu jännitysten tulostaminen on mielekästä, kun halutaan esimerkiksi jännitys jakauma savessa mahdollisimman oikein ilman jyrkkiä epäjatkuvuuksia. Tällöin ei voida muualla mallissa esiintyviä suuria kimmomoduulien vaihtelualueiden reuna-alueita, kuten päällysrakenteessa oleva asfaltin ja kantavankerroksen välinen rajapinta, tulostaa oikein, sillä solmuihin pakotettu tasoittamiskäsky on voimassa koko mallissa. Tämä selittää pitkälti kuvissa joskus esiintyviä vetojännityksiä kantavankerroksen yläreunassa. Antamalla ABAQUS/Post-käsky *SET, C QUILT=ON* tulee elementin arvoksi integroimispisteiden painotettu keskiarvo. Tällöin esimerkiksi jännitys jakauma tulostuisi mosaiikkimaisena kuvana, jolloin elementillä voisi olla vain yksi väri tietyn jännityksen mukaan. Jotta ABAQUS/Post tuottamien kuvien tulkitseminen ei olisi aivan yksinkertaista, voidaan värien määrää ja esiintymistä rajoittaa tai lisätä lähes rajoituksetta. ABAQUS/Post tuottamien kuvien todellinen analysointi vaatii käytännössä tarkat tiedot siitä, mitä on tulostettu. Nopeasti katsottu kuva saattaa olla aivan muuta kuin laskennan numeeriset tulokset antaisivat olettaa. Tässä tutkimuksessa esiintyviin kuviin ei ole aina liitetty selvitystä kuvien syntyhistorioista, vaan luotetaan myös lukijoiden omaan arvostelukykyn mahdollisissa ristiriitatilanteissa.

ABAQUS -ohjelmiston antamat numeeriset tulosteet eivät ole aivan yksiselitteisiä kuten, eivät ole ABAQUS/Postin antamat graafiset tulosteetkaan. ABAQUS antaa numeeriset tulosteet datatiedostossa. Tämän tiedoston sisältöön vaikutetaan niin sanotulla input- eli komentotiedostolla, missä määrätään mm. tulostettavien tietojen "hienosäätö". Esimerkkinä voidaan pitää elementeistä saatavia tuloksia. Antamalla käsky **EL PRINT, POSITION=AVERAGED AT NODES* saadaan aikaan samanlaisia solmuihin tasoitettuja arvoja kuin ABAQUS/Post-käskyllä *SET, C AVERAGE=ON*. Vastaavasti *POSITION=CENTROIDAL*-käsky interpoloi integroimispisteistä elementin keskikohdalle likiarvon. Oletusarvona ABAQUSella on *POSITION=INTEGRATION POINTS*, jolloin tulokset tulevat tarkkoina integroimispisteiden mukaan. *POSITION=NODES* ekstrapoloi arvot elementin solmuille, mutta jättää huomioimatta ympärillä olevat elementit. Tarkasteltaessa ABAQUS -ohjelman numeerisia tulosteita on hyvä tietää, minkälaisilla käskyillä ne on aikaansaatu. Vasta tämän jälkeen tulosteita voidaan ruveta arvioimaan syvällisemmin.

8.2.2 ABAQUS -ohjelman soveltuminen tiepenkereiden geotekniseen mallintamiseen ja mitoitukseen.

ABAQUS -ohjelmistoa ei ole suunniteltu alkujaan geoteknisten ongelmien mallintamiseen. Ohjelman kehittymisen myötä siihen on lisätty osia, jotka pyrkivät ottamaan huomioon geotekniikan erityispiirteitä. Vaikka ABAQUS -ohjelmisto on tunnettu erinomaisesta kyvystä ratkaista epälineaarisia ongelmia, ei sen geotekninen osaaminen ole muiden ohjelmistossa esiintyvien ohjelmakokonaisuuksien luokkaa. Ongelmaksi muodostuu tiepenkereen mallinnuksen tapauksessa lähinnä vetolujitteen ja maan yhteen sovittaminen. Maan materiaalmalleista Mohr-Coulomb on ensimmäistä kertaa versiossa 5.7. Drucker-Prager on toimiva ratkaisu, kun maan laskentakitkakulma ei ylitä 22° . Interface-elementtien kanssa mikään maan materiaalmalleista ei suostunut toimimaan halutulla tavalla. Interface-elementtien korvaaminen jousilla parantaa mallin suppenemisnopeutta, jolloin Drucker-Prager-mallin käyttö on mahdollista jossain määrin. Vetolujitteiden vertailussa käytettiin huomattavan paljon eri tavalla toimivia jouselementtejä. Tämän takia varmistettiin laskentojen lähes puhdas läpimeno valitsemalla saven materiaalmalliksi lineaarisesti kimmoinen materiaalmalli. Laskentojen lähtökohtana on virheetön ajo enemmän kuin hienoilla materiaalmalleilla varustettu ajo mahdollisine virheineen, joiden vaikutusten suunnasta ja suuruudesta ei ole varmuutta.

ABAQUS -ohjelmiston ongelmana on automaattisen verkkogeneroinnin puuttuminen. Tätä tarvittaisiin eritoten levennysrakenteita mallinnettaessa, jolloin vanhan penkereen painunut muoto voitaisiin korvata uudella verkolla ja penkereen korotus rakentaa tämän päälle.

Geostaattisen esijännitystilän laskeminen ABAQUS -ohjelmistolla ei ole yksinkertaista muussa kuin tasaisen maan tapauksessa. Epätasainen maa saa aikaan muodonmuutoksia, mitä ei voida sallia tarkasteltavien penkereiden tapauksissa. Epätasaisen maapintojen geostaattinen esijännitystila on mahdollista laskea ilman muodonmuutoksia erillisillä käyttäjän ohjelmoimilla aliohjelmissa. ABAQUS -ohjelmiston lisäohjelmointi ei kuitenkaan kuulu tämän diplomityön piiriin.

ABAQUS -ohjelmiston vahvuuksia ovat epälineaaristen ongelmien ratkaisemisen lisäksi erinomaiset tulostusominaisuudet niin graafisesti kuin numeerisestikin. Ohjelman laaja elementtikirjasto mah-

dollistaa toimivien elementtien löytämisen lähes kaikkiin käytännössä esiintyviin ongelmiin. Matriisien ratkaisemiseen versio 5.7 on tuonut uuden SPARSE-ratkaisijan, joka mahdollistaa leveiden puolinauhojen omaavien matriisien ratkaisemisen erittäin nopeasti. ABAQUS -ohjelmisto voidaan pitää sen geoteknisistä heikkouksista huolimatta raskaan sarjan FE -ohjelmistona, joka pystyy ratkaisemaan 1, 2 ja 3-ulotteisia stationäärisiä ja transientteja ongelmia puhtaasti elastisella, elastoplastisella kuin plastisellakin alueella.

ABAQUS -ohjelmistoa ei ole yksinkertaista käyttää. Tästä pitää huolen 9-osainen yli 5000-sivuinen manuaali. ABAQUS -ohjelmiston vahvuus ja heikkous piilevät sen erittäin laajassa ohjelmoitavuudessa aliohjelmien osalta. ABAQUS -ohjelmisto ei ole levinnyt laajasti Suomeen, ja sen leviämistä hidastaa korkean aloituskynnyksen lisäksi korkea hinta. ABAQUS -ohjelmiston tehokas käyttö vaatii pitkää perehtyneisyyttä ohjelmistoon. Tätä perehtyneisyyttä edustaa Suomessa lähinnä Tampereen teknillinen korkeakoulu.

FE -ohjelmistojen käyttö lisääntyy koko ajan myös tavallisessa geoteknisessä mitoitusstyössä. Näillä FE -ohjelmistoilla saa helposti aikaan tuloksia, mutta tulosten oikeellisuus ja mahdollisten virheiden korjaaminen vaatii geotekniikan ammattilaisilta yhä vankempaa mekaniikan ja eritoten elementtimenetelmän tuntemusta. FE -ohjelmistoa käyttävän insinöörin perushyveisiin kuuluu vähintään kriittinen suhtautuminen saamiinsa tuloksiin.

9 JOHTOPÄÄTÖKSET

9.1 Mallinnettujen poikkileikkausten sallitut muodonmuutokset maan eri vetolujitteilla.

9.1.1 Korkealuokkainen tiepenger pehmeiköllä

Penkereen malli painuu maksimissaan 400 mm 15 m syvällä savella ilman kuivakuorta (*taulukko 7.6*). Käsien laskettuna maksimipainumaksi saadaan 267 mm (*liite 2*). Ero johtuu yksinkertaistuksista ja käsienlaskennassa käytetyistä jännitysriippuvaisista moduuliarvoista. Todellisuudessa painumien voidaan olettaa tapahtuvan vähintään lasketun suuruisina. Maksimipainuma on suositeltavien enimmäispainumien rajoissa, jotka ovat valta- ja kantateillä 500 - 800 mm (*taulukko 7.5 a*). Koska mallin pohjasuhteet ovat homogeeniset, voidaan raja-arvona pitää 800 mm. Penger ei tarvitse tämän takia vetolujitteita. Vetolujitteiden käyttöä painumien pienentämisessä voidaan perustella epätasaisten painumien pienentämisellä. Tällöin kysymykseen tulevat teräksiset, lasikuituiset ja puiset vetolujitteet, joiden painumaa pienentävät vaikutukset ovat noin 10-kertaiset verrattuna muovisiin vetolujitteisiin. Suhteellisesti eniten painumaa pienentää mallissa puinen vetolujite, kun pohjamaana on 5 m syvä savi. Tällöin painumaa pienentävä vaikutus on 13,5 % (*taulukko 7.18*).

Vetolujitteen tärkeimpänä tehtävänä on penkereen kaltevuuden muutoksen pienentäminen. Suurimmillaan kaltevuuden muutos on ilman vetolujitetta olevilla penkereillä. Kaltevuuden erotuksen maksimi saavutetaan 15 m syvällä savella, jolla ei ole kuivakuorta. Tällöin kaltevuuden muutoksen arvo on 1,1 % (*taulukko 7.7*). Sallittu kaltevuuden muutos poikkisuuntaan on 1,5 %. Malli ei tämän mukaan tarvitsisi vetolujitetta, mutta ottamalla huomioon mallin jäykkyys pohjamaiden osalta on syytä harkita vakavasti vetolujitteiden käyttöä. Vetolujitteiden suhteellisten vaikutusten ero on huomattava. Teräksisillä ja puisella vetolujitteella saavutettava hyöty on noin 70 % ja lasikuidullakin lähes 60 %, kun taas muovisten vetolujitteiden suhteellinen vaikutus jää alle 5 %, paitsi PET, jolla suhteellinen vaikutus on reilu 10 % (*taulukko 7.7*). Pohjamaista riippumatta jäykkien vetolujitteiden suhteellinen hyöty kaltevuuden muutoksen pienentämisessä on huomattava.

Asfaltin yläpinnan maksimivienymä omasta painosta on suurimmillaan ilman lujitetta olevassa penkereessä, kun alusrakenteena on 15

m syvä savi ilman kuivakuorta. Tällöin asfaltti saa venymäksi 0,0357 % (taulukko 7.8). Halkeilun mahdollistavana venymärajana pidetään 0,1 %. Penger ei tarvitse mallin mukaan vetolujitteita asfaltin venymien takia. Teräksestä, puusta ja lasikuidusta valmistetut vetolujitteet ovat ainoita lujitteita, jotka pystyvät pitämään asfaltin kokonaan puristettuna. Asfaltin halkeamat syntyvät usein liikennekuormasta. Tässä tutkimuksessa ei ole tutkittu niiden syntymistä eikä vetolujitteiden mahdollisia vaikutuksia niiden syntymiseen. Vetolujitteiden voidaan olettaa vaikuttavan asfaltin halkeilua rajoittavasti liikennekuormilla. Asfalttiin asennettavien lujitteiden vaikutuksia ei ole myöskään tutkittu tässä tutkimuksessa.

Vetolujitteiden maksimivenymät ovat suurimmillaan 15 m syvällä savella. Kuivakuoren olemassaololla ei ole suurtakaan merkitystä. PE saavuttaa ilman kuivakuorta olevalla pohjamaalla 0,796 % venymän (taulukko 7.9). Muiden muovisten vetolujitteiden maksimivenymät ovat luokkaa 0,8 %, paitsi PET 0,7 %. Teräksen venymät ovat noin 0,1 %, puun puolet tästä ja lasikuidun kaksi kertaa suuremmat kuin teräksellä. Teräksen, puun ja lasikuidun maksimivenymät saavutetaan kuivakuorisella alusrakenteella. Venymiä vastaavat jännitykset nousevat teräksisillä vetolujitteilla suurimmiksi. Tällöin maksimiarvo on 256 MPa (taulukko 7.17). Teräksinen vetolujite saavuttaa yhdistetyillä kuormituksilla maksimijännityksen, joka on reilut 60 % myötöjännityksestä (kuva 7.89). Teräksen kapasiteetti on tällöin hyvin käytössä. Tämä mahdollistaa kuitenkin vielä teräksen korroosiovaran. Vetolujitteiden maksimivenymissä on huomattava ero jäykkien, teräksestä, puusta tai lasikuidusta valmistettujen vetolujitteiden hyödyksi. Mikään vetolujite ei nouse yhdistetyn kuormituksen tuomilla jännityksillä lähelle myötöjännitystä.

Vetolujitteen sijainnin muuttaminen alus- ja päällysrakenteen välistä suodatinkerrokseen aiheuttaa suhteellisissa painumia pienentävissä vaikutuksissa noin 1 % muutoksen (taulukot 7.6 ja 7.10). Jäykillä vetolujitteilla sijainnin nosto pienentää painumia vähiten. Muovisilla vetolujitteilla painumat vähenevät enemmän nostetulla sijainnilla. Ilmiö voidaan selittää joko laskenta- toleranssien sisällä olevana virheenä tai matemaattisesti potentiaalienergian maksimin ja minimin avulla. Suhteelliseen kaltevuuden muutokseen sijainnilla on noin 5 % vaikutus (taulukot 7.7 ja 7.11). Asfaltin venymiin vaikutus on noin 10 % (taulukot 7.8 ja 7.11). Tällä ei kuitenkaan ole mitään käytännön merkitystä, koska päällysrakenteen alaosassa olevilla vetolujitteilla ei ole mainittavaa hyötyä asfaltin venymiin. Vetolujitteen venymiin vaikutus on puun 0,004 % muovien yli 0,1 % (taulukot 7.9 ja 7.13). Suodatinkerroksessa olevilla vetolujitteilla venymät ovat kaikissa

tapauksissa pienemmät. Jännitysten vaihtelut ovat venymien mukaisia. Maksimijännitykset myötöjännityksistä ovat järjestelmällisesti alle 5 % pienemmät (*kuva 7.89*). Vetolujitteen nostolla pohjamaan ja päällysrakenteen välistä suodatinkerrokseen ei ole käytännön merkitystä tuloksiin. Tämä mahdollistaa kitkan ja korroosion kannalta paremman vetolujitteen sijainnin käytön suodatinkerroksessa.

Vetolujitteiden käyttöä korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa, tutkimuksessa esiintyvillä pohjamailla, ei voida perustella suoranaisesti tällä tutkimuksella, sillä painumat ja kaltevuuden muutokset pysyvät taulukon 7.5 a raja-arvojen sisällä. Vetolujitteiden keskinäinen vertailu osoittaa selvästi jäykkien vetolujitteiden ylivoimaisuuden käyttötilamitoituksessa. Huomioitaessa myös materiaalikustannukset nousevat teräs ja puu selvästi yli muiden. Käytännön sovellusten puuttuessa puulta, näreteloja lukuunottamatta, nousee teräs tällä hetkellä ainoaksi varteenotettavaksi vetolujitevaihtoehdoksi.

9.1.2 Kevyen liikenteen tie pehmeiköllä

Penkereen FE -malli painuu maksimissaan 150 mm (*taulukko 7.24*). Käsien laskettu maksimipainuma on 130 mm (*liite XX*). Suurimmillaan vetolujite pienentää painumaa 13 mm, ja tällöin painumaa pienentävä suhteellinen vaikutus on noin 9 % (*taulukko 7.24*). Tällöin vetolujitteena on galvanoitu teräs. Muovisten vetolujitteiden suhteellinen vaikutus painumien pienentämiseen on noin 3 %. Suhteellinen vaikutus muoveilla on suurimmillaan 5 m syvän saven tapauksessa (*taulukko 7.32*). Kevyen liikenteen tien tapauksessa ei voida perustella vetolujitteiden käyttöä pelkästään painumien pienentäjänä.

Sivuttaiskaltevuuden muutos on suurimmillaan kuivakuorettomissa savissa. Tällöin omasta painosta tuleva maksimikaltevuuden muutos on 0,7 % (*taulukot 7.25 ja 7.33*). Vetolujitteiden suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen on suurimmillaan 5 m syvän saven tapauksessa, kun vetolujitteena on galvanoitu teräs. Tällöin maksimiarvo on 73 % (*taulukko 7.33*). Vetolujitteiden suhteelliset vaikutukset eivät ole yhtä paljon hajallaan kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. PE suhteellinen vaikutus kaltevuuden muutokseen on lähes 20 % (*taulukot 7.25 ja 7.33*). Vetolujitteella on suuri vaikutus suhteelliseen kaltevuuden muutokseen, mutta todellinen kaltevuuden muutos on tutkimuksessa jäänyt niin pieneksi, että vetolujitteen käyttö on kyseenalaista.

Asfaltin yläpintaan syntyy venymiä vain 15 m syvällä savella, jolla ei ole kuivakuorta. Venymä on tällöin 0,0017 % (taulukko 7.26). Raja-arvo halkeilulle on 0,1 %. Kaikilla vetolujitteilla voidaan estää vetojännitysten syntyminen asfalttiin. Vetolujitteiden käyttöä ei voida perustella täten asfaltin venymien pienentämisellä.

Vetolujitteisiin syntyvät maksimijännitykset ja -venymät ovat vain murto-osa korkealuokkaisen tiepenkereen vastaavista tapauksista. Muovisten vetolujitteiden venymät omasta painosta nousevat maksimissaan yli 0,5 % (taulukko 7.27). Teräksellä nämä venymät jäävät 0,02 % luokkaan. Venymiä vastaavat jännitykset ovat PE 5,5 MPa ja teräksellä 42,6 MPa (taulukko 7.27). Suurimmillaan yhdistetyistä jännityksistä syntyvä jännitys myötöjännityksestä on alle 25 % (kuva 7.91). Tällöin kyseeseen tulee PP. Teräksen vastaava arvo on alle 15 %.

Kevyen liikenteen tien penkereestä tehdyn FE -mallin tulokset osoittavat vahvasti vetolujitteiden tarpeettomuuden penkereessä niin painumien, kaltevuuden muutoksen kuin asfaltin venymien pienentämisen perusteena. Vetolujitteet käyttäytyvät pitkälti samalla lailla kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa, eli teräksisestä, puisesta ja lasikuituisesta vetolujitteesta on eniten hyötyä. Erot ovat selvät, mutta eivät kuitenkaan yhtä suuret kuin korkealuokkaisen tiepenkereen tapauksessa. Asennettaessa vetolujitteita kevyen liikenteen tiehen täytyy niille olla jokin muu toimintafunktio kuin vertailussa esiintyneet. Tällaisia toimintafunktioita voisivat olla routanousujen pienentäminen, epätasaisten painumien tasoittaminen, suodatinkankaana ja/tai veden eristeenä toimiminen ja lämmöneristeenä toimiminen (näretelat ja mahdolliset hakkuujätteiden yhteen sullomiset). Nykyisistä vetolujitevaihtoehdoista teräksellä on parhaat ominaisuudet vastata kevyen liikenteen tien vetolujitevaatimuksiin lähinnä routanousujen pienentäjänä ja tasoittajana. Näretela voi olla teknisesti varteenotettava ja kilpailukykyinen vaihtoehto lähellä hakkuutyömaita.

9.1.3 Tiepenkereen kaksipuolinen leventäminen pehmeiköllä

Vetolujitteiden vaikutus painumien pienentämiseen vaihtelee suuresti. Todellista maksimipainumaa ei ole mitattu, sillä se sijaitsee luiskan kohdalla. Tienpinnan ulkoreunassa oleva painuma omasta painosta 1,5 m levennyksellä on noin 140 mm (taulukko 7.38 b) ja 2,5 m levennyksellä vastaavasti noin 170 mm (taulukko 7.48 b). 2,5 m levennyksellä muovisten vetolujitteiden suhteelliset painumaa pienentävät vaikutukset ovat maksimissaan noin 3 %, kun taas te-

räksisillä vastaava luku on noin 9 % ja puulla noin 8 % (*taulukko 7.54 b*). Tällöin kyseessä on 2,5 m levennys ja pohjamaana on 5 m syvä savi. 1,5 m levennyksellä vastaavat arvot ovat noin puolet 2,5 m levennyksestä. Vetolujitteilla ei ole levennysrakenteissa suurtakaan merkitystä painumien pienentäjänä.

Uusien kaltevuuksien maksimierotus on tasan 1 % (*taulukko 7.45*), kun levennyksenä on 1,5 m levennys, jonka pohjamaana on 5 m syvä savi. Tässä tapauksessa vetolujitteista saatava hyöty on 6 - 21 %. Vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty on suurimmillaan teräksellä, joka pienentää erotusta reilulla 60 % (*taulukko 7.52*). Tällöin penkereinä on 2,5 m levennys ja pohjamaana on 15 m syvä kuiva-kuorellinen savi. Vähäisin hyöty saavutetaan PE (*taulukko 7.42*), kun levennyksenä on 1,5 m levennys ja pohjamaana on 15 m syvä kuiva-kuorellinen savi. Tällöin vetolujitteen vaikutus kallistuserojen pienentämiseen on 0 %. Mallinnuksen tulokset vahvistavat käsitystä vetolujitteiden tarpeellisuudesta levennysrakenteissa. 2,5 m levennyksessä vetolujitteista saatava suhteellinen hyöty on suurempi kuin 1,5 m levennyksessä. 1,5 m levennyksellä vetolujitteista saatava hyöty on melko alhainen. Ero muovisten ja muiden vetolujitteiden välillä on selkeä molemmissa levennyksissä.

Maksimijännitykset ja -venymät omasta painosta saavutetaan teräksisillä vetolujitteilla molemmissa levennystapauksissa, kun alusrakenteena on 5 m syvä savi. Terästen jännitykset nousevat maksimissaan yli 140 MPa, ja tällöin niiden venymät ovat alle 0,05 % (*taulukko 7.56*). Tällöin kyseessä on 2,5 m levennys. Maksimivenymä saavutetaan PE 2,5 m levennyksellä, kun pohjamaana on 5 m syvä savi. Tällöin venymä on yli 0,8 % (*taulukko 7.56*). Venymää vastaava jännitys on 0,1 MPa. Yhdistetyn kuormituksen aiheuttama maksimijännitys myötöjännityksestä on suurimmillaan PP 2,5 m levennyksessä, jolla pohjamaana on 5 m syvä savi. Tällöin PP saavuttaa lähes 35 % myötöjännityksestä (*kuva 7.95*). Levennyksissä esiintyvien kaikkien lujitteiden jännitykset jäävät alhaisiksi, joten materiaaleja ei ole käytetty hyödyksi parhaalla mahdollisella tavalla.

Vetolujitteiden käyttö levennysrakenteissa on suositeltavaa. Tällöin kyseeseen tulevat lähinnä jäykät vetolujitteet, paitsi puu. Puuta ei ole tutkittu levennyksissä, koska se on jyrkissä kulmissa huonosti muotoiltava. Huomioimalla myös materiaalikustannukset voidaan todeta teräksen olevan paras ratkaisu levennysten vetolujitemateriaalina. Teräksen asennuksessa saattaa esiintyä ongelmia, koska teräksen taivuttaminen ei onnistu yhtä helposti kuin muovisten tuotteiden levittäminen.

9.1.4 Jatkotutkimustarve

Vaikka teräsverkko osoittautuu erinomaiseksi lujitemateriaaliksi kaikissa tutkimuksen penkereissä, heikentää mitoitusohjeiden puuttuminen teräsverkon käyttömahdollisuuksia toimia todellisissa kohteissa. Mitoitusohjeiden luomiselle olisi täten erittäin suuri tarve. Teräsverkkojen kitkaominaisuuksien tarkka määrittäminen erilaisissa tiepenkereen rakennekerroksissa olisi tärkeä osa tulevaa tutkimusta.

Jatkotutkimusta ja kehittelyä kaipaa myös puinen vetolujite. Tulevaisuuden tehtäväksi jää kilpailukykyisen puisen vetolujitteen kehittäminen. Voidaankin esittää kysymys: onko Suomessa varaa olla kehittämättä puista vetolujitetta? Vetolujitteiden kehittämisessä olisi syytä tutkia niin sanottuja yhdistelmäarakenteita, jolloin vetolujitteet voisivat toimia esimerkiksi yhdistettynä seuraavasti: vetolujite + suodatinrakenne, vetolujite + vedeneriste, vetolujite + lämmöneriste jne.

Levennysrakenteilla jatkotutkimukseen olisi aihetta eritoten vetolujitemateriaalien asennuksessa ja kokonaiskustannusten määrittämisessä. Tutkimuksessa olisi syytä ratkaista kullekin vetolujitemateriaalille paras asennuspaikka ja -tapa. Tutkimukseen voisi kuulua myös eri materiaaleista valmistettujen lujitteiden yhdisteleminen erilaisissa komposiittilujitteissa.

10 KIRJALLISUUS

1. Aalto, A., Slunga, E., Tanska, H., Forsman, J. Lahtinen, P. 1997. Geovahvisteiden käyttö: Suunnittelu ja rakentaminen. Teknillinen korkeakoulu, Pohjarakennus ja maamekaniikka 140 s.
2. ABAQUS, User's Manual, Version 5.7. Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc. 1997.
3. Bolton, M. 1976. A Guide to Soil Mechanics. The MacMillan Press Ltd. London 1976. s. 63 - 92.
4. Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. Géotechnique 36, 1, s. 65-78.
5. Burd, H. J. 1995. Analysis of membrane action in reinforced unpaved roads. Canadian Geotechnical Journal 32 s. 946-956.
6. Ehrola, E. 1996. Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Rakennustieto Oy 1996 s. 32 - 48.
7. Forsman, J. 1993 Synteettisen geovahvistein ja maan välinen kitka sekä vahvistein ankkuroituminen maakerrokseen. Diplomityö. Teknillinen Korkeakoulu 165 s.
8. Forsman, J. 1994. Kitka ja ankkurointipituus. Geovahvistetutkimus - tutkimusseminaari 25.8.1994. AEL Insko Helsinki.
9. Jewell, R. A., Milligan, G.W.E., Sarsby, Dubois, D. 1984. Interaction between soil and geogrids. Thomas Telford Limited. London 1985. s. 18 - 30.
10. Juran, I., Chen, C. L. 1988. Soil-Geotextile Pull-Out Interaction Properties: Testing and Interpretation. Transport Research Record 1188. s. 37.
11. Kaliszky, S. 1989. Plasticity. Theory and Engineering Applications. Akadémiai Kiadó. Budapest 1989. 505 s.
12. Kézdi, Á. 1974. Handbook of soil mechanics, Vol. 1., Soil Physics, Akadémiai Kiadó, Budapest 294 s.
13. Koivumäki O. 1981. Lujitemaa sekä lujitteiden ja maan välinen kitka. Lisensiaatintyö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikka 91 s.
14. Kolisoja, P. 1990. Maan Mekaanisten Ominaisuuksien Automatisoitu Määrittelylaitteisto. Lisensiaatintyö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikka s. 5 ja 69.
15. Koskinen, M. 1997. Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges on Piles. Tampereen teknillinen korkeakoulu s.11

16. Kouhia, R., Tuomala, M. 1997. Rakenteiden Mekaniikan Numeeriset Menetelmät, luentomoniste, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Julkaisematon.
17. Lambe, T.W., Whitman, R.V. 1969. Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York 553 s.
18. Lehtonen, J. 1998. Geotekniikan seminaari 1998, Finnish Research and Experience on Tensile Reinforcement of Embankments . Tampereen teknillinen korkeakoulu, julkaisematon. 13 s.
19. Länsivaara, T. 1996. Maan mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen. Lisensiaatintyö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikka s. 39.
20. McGown, A., Andrawes, K. Z., Paul, J., Austin, R.A. 1993. Limit State Design of Reinforced Soil Walls, Slopes and Embankments. International Seminar for limit State Design 1993. s 275 – 284.
21. Mitchell, J. K., Villet, W. C. B. 1987. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. National Cooperative Highway research Program Report 290. National Research Council. Washington D. C. 1987. 323 s.
22. Mårtensson, L. 1990. Geotekstiileiltä vaadittavat ominaisuudet. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikan laboratorio 143 s.
23. Ng. P.C.F., Pyrah. I.C., Anderson. W.F. 1998. Assessment of three Interface Elements and Modification of the Interface Element in CRISP90. Computers and Geotechnics 21, s. 315 – 339.
24. Outinen, H., Pramila, A. 1988. Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere.
25. Outinen, H., Vulli P. 1981. Lujuusopin Perusteet. Tampereen kirjapaino. Tampere 1981 s. 11 – 25.
26. Palmeira, E. M. 1987. The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. University of Oxford 1987 s. 1.17 – .
27. Parland, H. N. 1968. On the Stiffness of Non-monolithic Structures. Valtion teknillinen tutkimuslaitos. Julkaisu 123. s. 63 – 83.
28. Pynnönen, J. 1992. Teräsbetonirakenteet I: Mitoitus taivutukselle ja leikkausvoimalle. Tampereen teknillinen korkeakoulu 1992 s.42 – 43.
29. RakMK B4. 1993. Betoninormit by 15. Suomen Betoniyhdistys r.y. 1987. Helsinki. s. 54.

30. Rantala, J.V. 1995. Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä. Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere 115 s.
31. Rantamäki, M., Jääskeläinen, R., Tammirinne, M. 1979. Geotekniikka 464., Otatieto 1979 s.134 – 137.
32. Rathmayer, H., Juvankoski, M. 1992. Geosynteettiset tuotteet georakentamisessa. Rakennustieto Oy 1992 105 s.
33. Rautaruukki Oy. Geoprofilien käyttö tierakenteen pohjanvahvistuksessa. Suunnitteluohje.
34. Rautaruukki Oy. 1998. Steel News 3/1998. s. 11.
35. Ravaska, O. 1997. Geotekniikan seminaari 1997, Elementtimenetelmän merkittävyyksiä ja käyttäjän vastuu. Tampereen teknillinen korkeakoulu, julkaisematon 12 s.
36. RIL 157-1, 1985. Geomekaniikka I, RIL Helsinki 1985, s.116 – 120.
37. RIL 157-2, 1990. Geomekaniikka II., RIL Helsinki 1990, 433 s.
38. Rowe, R.K., Hausmann, M.F. and Boyd, M.S. 1987. Soil Reinforcement: Mechanics and Design. The University of Sydney, The Civil and Mining Engineering Foundation. s.1.1-1.54.
39. Salmi, T. 1991. Variaatioperiaatteet. Porin koulutusohjelma, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Julkaisematon.
40. Schanz, T., Vermeer, P. A. 1996. Angles of friction and dilatancy of sand. Géotechnique 46, 1, s. 145-151.
41. Schlosser, F. 1998. Geotekniikan seminaari 1998, Soil Reinforcement in Highway Construction. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Julkaisematon. s. 9.
42. Selvadurai, A.P.S. 1997. Geotekniikan seminaari 1997, Short Course on Finite Element Methods in Soil-Structure Interaction. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Julkaisematon.
43. Sobolevsky, D. 1995. Strength of Dilating Soil and Load-holding Capacity of Deep Foundations. A.A. Balkema. Rotterdam. 242 s.
44. Syrjynen J. 1995. Geovahvisteet. Esitutkimus. Tampere, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikka. 76 s.
45. Tensar, 1993. Tensar-Geoverkot maanrakennukseen, tuotteet ja niiden käyttösovellutukset. Netlon Ltd. 1993 26 s.
46. Tielaitoksen selvityksiä 24/1993. Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet. Tielaitos. Geokeskus 1993. 22 s.

47. TVL:n ohjeet 1985. Teiden suunnittelu, kansio B. Tie- ja vesira-kennushallitus.
48. Uotinen, V-M. 1996. Geovahvisteet tiepenkereen leventämisessä pehmeiköllä. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu 117 s.
49. Uzan, J. Characterization of Granular Material. Transportation Research Record 1022. s. 52 – 59.
50. Vaid, Y.P., Sasitharan, S. 1992. The strength and dilatancy of sand. Canadian Geotechnical Journal 29, 3 s. 522-526.
51. Watn, A., Solheim, O.M. 1994. Potential Benefit from Synthetic Reinforcement in Asphalt Overlays. Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September 1994. s. 53 – 56.
52. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. 1989. The Finite Element Method. Volume 1. Basic Formulation and Linear Problems. McGraw-Hill International Editions, Singapore 648 s.
53. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. 1989. The Finite Element Method. Volume 2. Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-linearity. McGraw-Hill International Editions, Singapore 807 s.

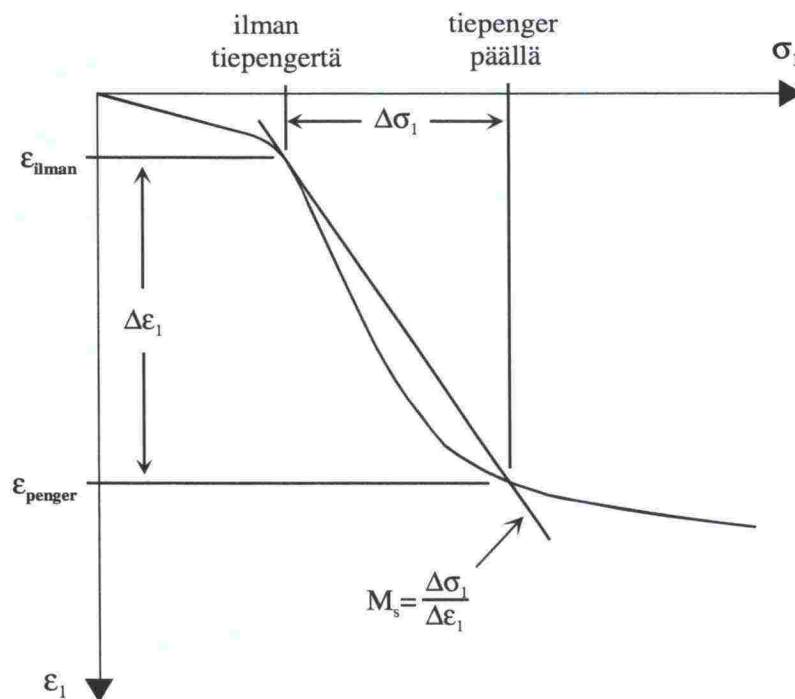
11 LIITTEET

1. Saven avoimen tilan kimmomoduulien määrittäminen sekantti-menetemällä 2 s.
2. Saven avoimen tilan kimmomoduulit 4 s.
3. Päälysrakenteiden avoimen tilan kimmomoduulien määrittämiseen käytettyjä kolmiaksiaalikokeiden tulosteita 4 s.
4. CMS 2.05 tietokannan antamat yleiset ja mekaaniset ominaisuudet tutkimuksessa käytetyille vetolujitteille 8 s.

Ylikonsolidoituneen saven kimmomoduulien arvot voidaan määrittellä kokoonpuristuvuusmoduulin M_s avulla eli niin sanotulla sekanttimoduulilla. Kokoonpuristuvuusmoduuli M_s määritellään yhtälöllä 1.

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

missä M_s tarkoittaa kokoonpuristuvuusmoduulia eli sekanttimoduulia, $\Delta\sigma_1$ ja $\Delta\varepsilon_1$ ovat jännitys- ja muodonmuutosväli kuvassa 1.



Kuva 1 Sekanttimoduulin M_s määrittäminen

Penkereen painumat arvioidaan aluksi tangenttimoduulimenetelmällä kuvan 1 kohdissa ε_{ilman} ja ε_{penger} yhtälöllä 2, kun jännityseksponentti β oletetaan nolllaksi.

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

Jännityseksponentin saadessa nolllasta eriäviä arvoja, voidaan painumat laskea yhtälöllä 3.

$$(3) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

Yhtälöissä 2 ja 3 esiintyvien merkkien selitykset ovat:

ε_1 = venymä (painuma) vertikaaliseen suuntaan

m = moduuliluku

β = jännityseksponentti

σ_1 = normaali jännitys vertikaaliseen suuntaan

σ_v = vertailujännitys (100 kPa)

C_m = integroimisvakio

C_β = integroimisvakio

Kun painumat on laskettu penkereellä ja ilman saadaan $\Delta\varepsilon$ kuvan 1 painumien erotuksena. Tämä taas mahdollistaa sekanttimoduulin M_s laskemisen yhtälöllä 1. Saven avoimen tilan kimmomoduulit voidaan nyt määrittää yhtälöllä 4.

$$(4) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

missä E_d tarkoittaa kimmomoduulin arvoa, ν = Poissonin luku ja M_s = sekanttimoduuli. Yhteys maan huippukitkakulman ja Poissonin luvun välillä saadaan lepopaine kertoimen kautta yhtälöillä 5 ja 6.

$$(5) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{cc} \text{EMBED} & \text{Equation.3} \end{array} \right\}$$

missä K_0 = lepopaine kerroin, ν = Poissonin luku ja ϕ_p = maan huippukitkakulma.

Saven avoimen tilan kimmomoduuleja laskettaessa käytetään Poissonin lukuna ν arvoa 0,37. Moduuliluku m saa arvon 20 ja jännityseksponentti β vastaavasti arvon 0.

Korkealuokkaisen tiepenkereen avoimen tilan kimmomoduulit savelle:

		Ilman pengertä			Penkereen kanssa			Ei kuivakuorta	Kuivakuori
Syvyys	Tilavuuspaino	Jännitys1	venymä1	venymä2	v2-v1	jännityslisäys	Ms	Ed [kPa]	Ed [kPa]
1	16	8	-0.126286432215	-0.060189338	0.066097094013	22.00558173	332.9	188.24	1200.00
2	6	19	-0.083036560341	-0.046393475	0.036643085349	20.53952032	560.5	316.92	316.92
3	6	25	-0.069314718056	-0.040758281	0.028556436800	19.25660212	674.3	381.27	381.27
4	6	31	-0.058559149075	-0.035540587	0.023018561602	18.12452675	787.4	445.19	445.19
5	6	37	-0.049712613667	-0.030700012	0.019012601678	17.11816768	900.4	509.06	509.06
6	6	43	-0.042198503515	-0.026197497	0.016001006097	16.21768543	1013.5	573.05	573.05
7	6	49	-0.035667494394	-0.021997233	0.013670261466	15.4072064	1127.1	637.24	637.24
8	6	55	-0.029891850038	-0.018067235	0.011824615027	14.67387911	1241.0	701.64	701.64
9	6	61	-0.024714816091	-0.014379312	0.010335504000	14.00718764	1355.2	766.25	766.25
10	6	67	-0.020023878330	-0.010908768	0.009115110265	13.39844415	1469.9	831.09	831.09
11	6	73	-0.015735537242	-0.007634017	0.008101520605	12.84040816	1584.9	896.12	896.12
12	6	79	-0.011786116676	-0.004536187	0.007249929457	12.3269972	1700.3	961.34	961.34
13	6	85	-0.008125946475	-0.001598758	0.006527188577	11.85306421	1816.0	1026.73	1026.73
14	6	91	-0.004715533974	0.001192771	0.005908305311	11.41422436	1931.9	1092.29	1092.29
15	6	97	-0.001522960374	0.003851163	0.005374122996	11.00671903	2048.1	1157.99	1157.99
kokonais painuma:					26.7 cm				
5 m:n painuma					17.3 cm				

Kevyenliikenteentien avoimen tilan kimmomoduulit savelle:

		Ilman pengertä			Penkereen kanssa			Ei kuivakuorta	Kuivakuori
Syvyys	Tilavuuspaino	Jännitys I	venymä1	venymä2	v2-v1	jännityslisäys	Ms	Ed [kPa]	Ed [kPa]
1	16	8	-0.126286432215	-0.084715969	0.041570463001	10.37242321	249.5	141.07	1200.00
2	6	19	-0.083036560341	-0.063898178	0.019138381979	8.860408163	463.0	261.76	261.76
3	6	25	-0.069314718056	-0.055839124	0.013475594150	7.733129771	573.9	324.46	324.46
4	6	31	-0.058559149075	-0.048563335	0.009995814426	6.860316027	686.3	388.04	388.04
5	6	37	-0.049712613667	-0.042007539	0.007705074793	6.164543611	800.1	452.35	452.35
6	6	43	-0.042198503515	-0.036080516	0.006117987611	5.596906077	914.8	517.24	517.24
7	6	49	-0.035667494394	-0.030693708	0.004973786621	5.124991568	1030.4	582.59	582.59
8	6	55	-0.029891850038	-0.025769744	0.004122105751	4.726469673	1146.6	648.29	648.29
9	6	61	-0.024714816091	-0.021243518	0.003471298100	4.385454545	1263.3	714.29	714.29
10	6	67	-0.020023878330	-0.017060939	0.002962939680	4.090336474	1380.5	780.53	780.53
11	6	73	-0.015735537242	-0.013177166	0.002558371245	3.832433796	1498.0	846.96	846.96
12	6	79	-0.011786116676	-0.009554923	0.002231193338	3.605124555	1615.8	913.56	913.56
13	6	85	-0.008125946475	-0.006163061	0.001962885101	3.403269877	1733.8	980.29	980.29
14	6	91	-0.004715533974	-0.002975389	0.001740145229	3.222820785	1852.0	1047.14	1047.14
15	6	97	-0.001522960374	3.02627E-05	0.001553223117	3.060543807	1970.4	1114.08	1114.08
kokonaispainuma:					12.4 cm				
5 m:n painuma					9.2 cm				

Levennyksen I alueen kimmomoduulit savelle:

		Ilman pengertä			Penkereen kanssa			Ei kuivakuorta	Kuivakuori
Syvyys	Tilavuuspaino	Jännitys I	venymä I	venymä2	v2-v1	jännityslisäys	Ms	Ed [kPa]	Ed [kPa]
1	16	8	-0.126286432215	-0.047040249	0.079246183116	31.03135135	391.6	221.40	1200.00
2	6	19	-0.083036560341	-0.038461316	0.044575244093	27.33714286	613.3	346.75	346.75
3	6	25	-0.069314718056	-0.035231709	0.034083009014	24.42893617	716.7	405.25	405.25
4	6	31	-0.058559149075	-0.031668499	0.026890650249	22.08000000	821.1	464.25	464.25
5	6	37	-0.049712613667	-0.027980526	0.021732087428	20.14315789	926.9	524.06	524.06
6	6	43	-0.042198503515	-0.024291442	0.017907061762	18.51870968	1034.2	584.71	584.71
7	6	49	-0.035667494394	-0.020672306	0.014995188114	17.13671642	1142.8	646.14	646.14
8	6	55	-0.029891850038	-0.017162088	0.012729761791	15.94666667	1252.7	708.28	708.28
9	6	61	-0.024714816091	-0.013780318	0.010934498066	14.91116883	1363.7	771.02	771.02
10	6	67	-0.020023878330	-0.010534847	0.009489031206	14.00195122	1475.6	834.30	834.30
11	6	73	-0.015735537242	-0.007426601	0.008308936672	13.19724138	1588.3	898.03	898.03
12	6	79	-0.011786116676	-0.004452491	0.007333625834	12.48000000	1701.8	962.16	962.16
13	6	85	-0.008125946475	-0.001607206	0.006518740441	11.83670103	1815.8	1026.65	1026.65
14	6	91	-0.004715533974	0.001115694	0.005831228422	11.25647059	1930.4	1091.43	1091.43
15	6	97	-0.001522960374	0.003723112	0.005246072800	10.73046729	2045.4	1156.48	1156.48
kokonaispainuma:					30.6	cm			
5 m:n painuma					20.7	cm			

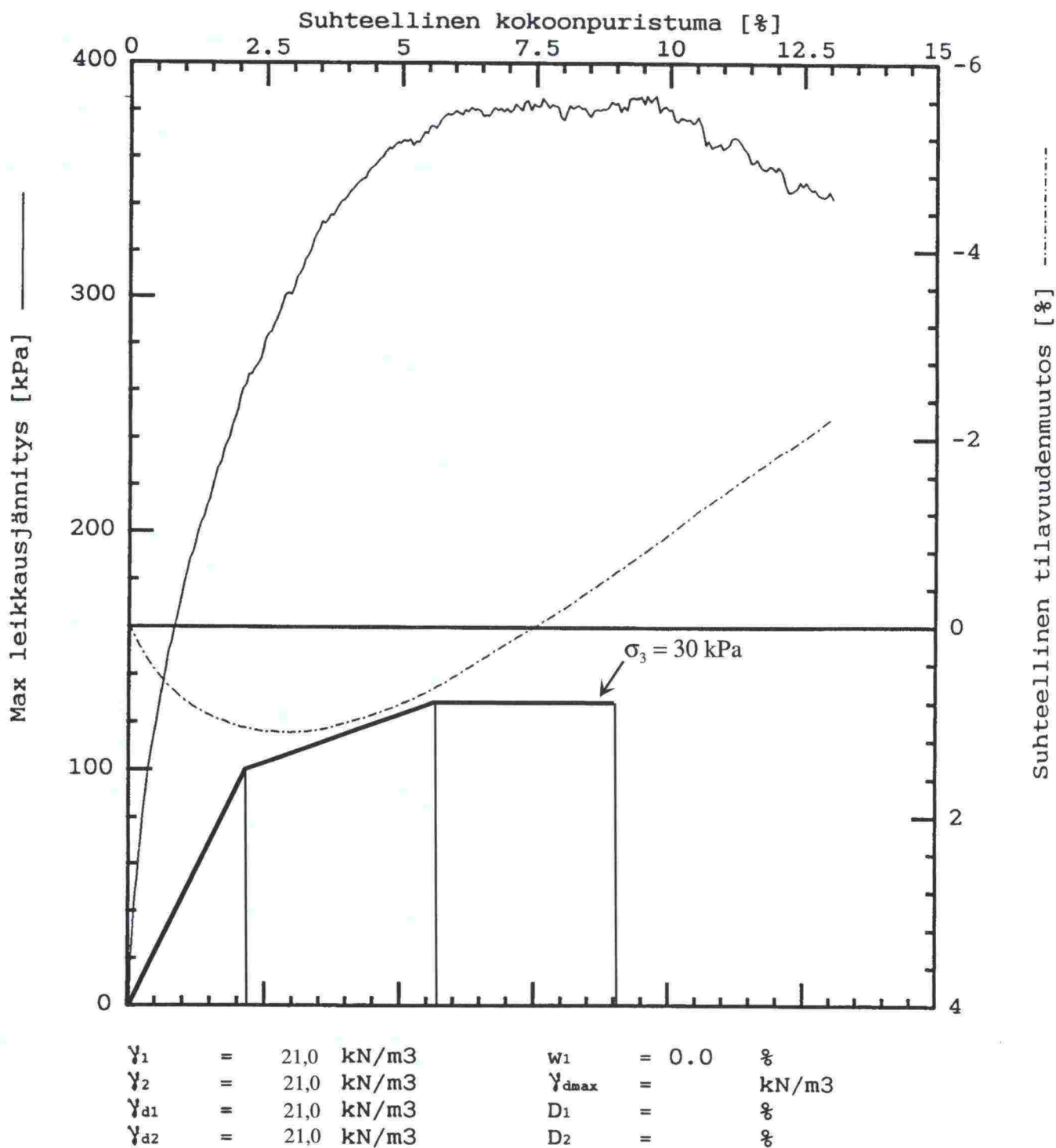
Levennyksen II alueen kimmomoduulit savelle:

		Ilman pengertä			Penkereen kanssa			Ei kuivakuorta	Kuivakuori
Syvyys	Tilavuuspaino	Jännitys1	venymä1	venymä2	v2-v1	jännityslisäys	Ms	Ed [kPa]	Ed [kPa]
1	16	8	-0.126286432215	-0.058209459	0.068076972887	23.2175676	341.0	192.83	1200.00
2	6	19	-0.083036560341	-0.046502281	0.036534279727	20.4535714	559.8	316.54	316.54
3	6	25	-0.069314718056	-0.041876681	0.027438036592	18.2776596	666.1	376.64	376.64
4	6	31	-0.058559149075	-0.037200773	0.021358375872	16.5201923	773.5	437.32	437.32
5	6	37	-0.049712613667	-0.03262805	0.017084563501	15.0710526	882.1	498.76	498.76
6	6	43	-0.042198503515	-0.028232734	0.013965769940	13.8556452	992.1	560.94	560.94
7	6	49	-0.035667494394	-0.024045835	0.011621659792	12.8216418	1103.3	623.78	623.78
8	6	55	-0.029891850038	-0.020075211	0.009816639397	11.9312500	1215.4	687.19	687.19
9	6	61	-0.024714816091	-0.016316645	0.008398170854	11.1564935	1328.4	751.10	751.10
10	6	67	-0.020023878330	-0.012759957	0.007263921244	10.4762195	1442.2	815.43	815.43
11	6	73	-0.015735537242	-0.009392357	0.006343180263	9.8741379	1556.7	880.13	880.13
12	6	79	-0.011786116676	-0.006200274	0.005585842677	9.3375000	1671.6	945.14	945.14
13	6	85	-0.008125946475	-0.003170326	0.004955620672	8.8561856	1787.1	1010.42	1010.42
14	6	91	-0.004715533974	-0.000289809	0.004425725114	8.4220588	1903.0	1075.94	1075.94
15	6	97	-0.001522960374	0.00245308	0.003976040394	8.0285047	2019.2	1141.66	1141.66
kokonaispainuma:					24.7 cm				
5 m:n painuma					17.0 cm				

TTKK
GEOTEKNIIKAN LAITOS
PL 527
33101 TAMPERE

Asiakas
Kohde Turku
Työnumero
Piste
Y Kalliomurske
X
Maanpinta
Syvyys
Koepvm 22.07.1992
Koeselli

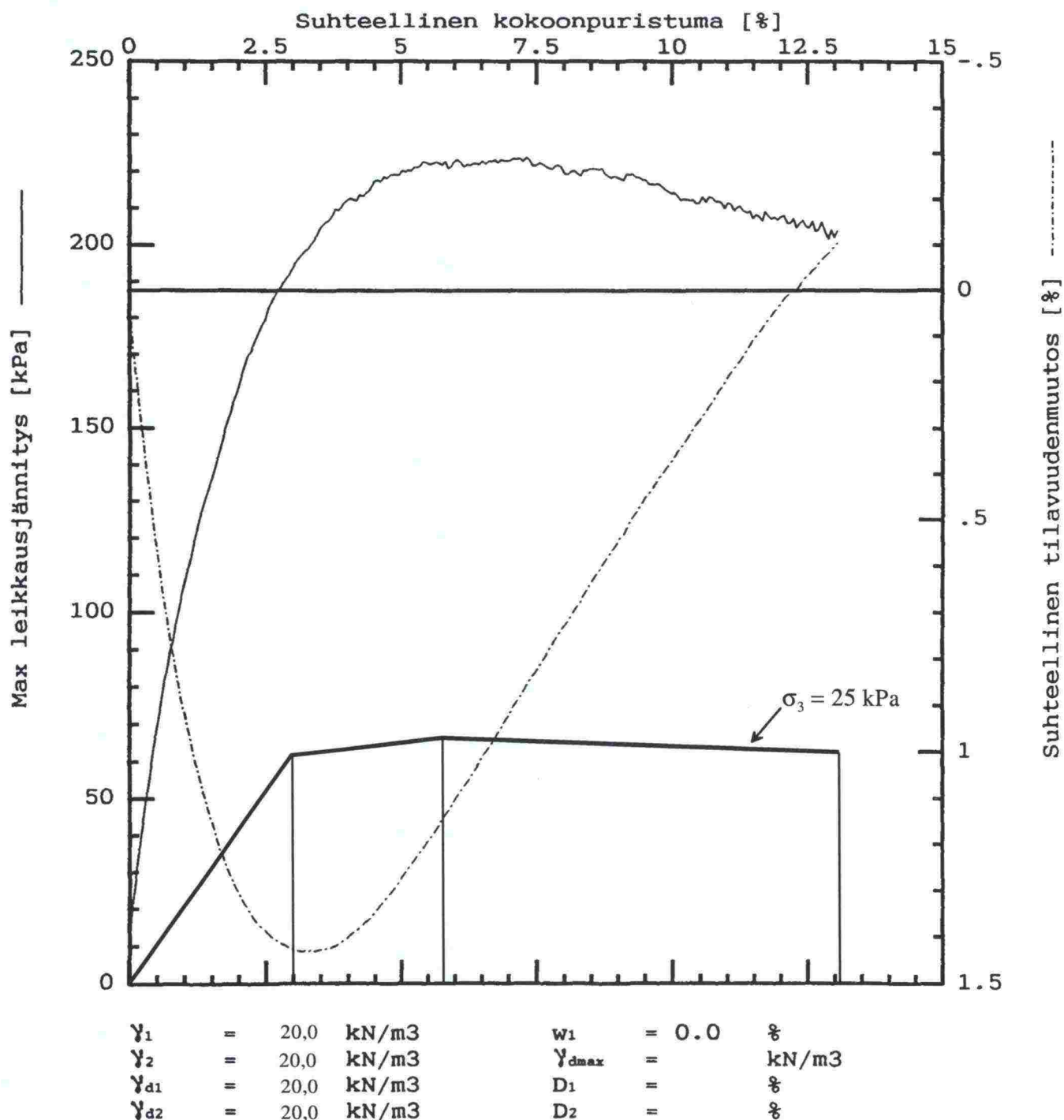
Tiedosto 19_kuopi.kal
Koetyyppi CD-koe
Nopeus .025 mm/min
Sellipaine 100 kPa
Kesto 19.9 h



TTKK
GEOTEKNIKAN LAITOS
PL 527
33101 TAMPERE

Asiakas
Kohde Keski-Suomi
Työnumero
Piste
Y soramurske
X
Maanpinta
Syvyys
Koevm 02.09.1992
Koeselli

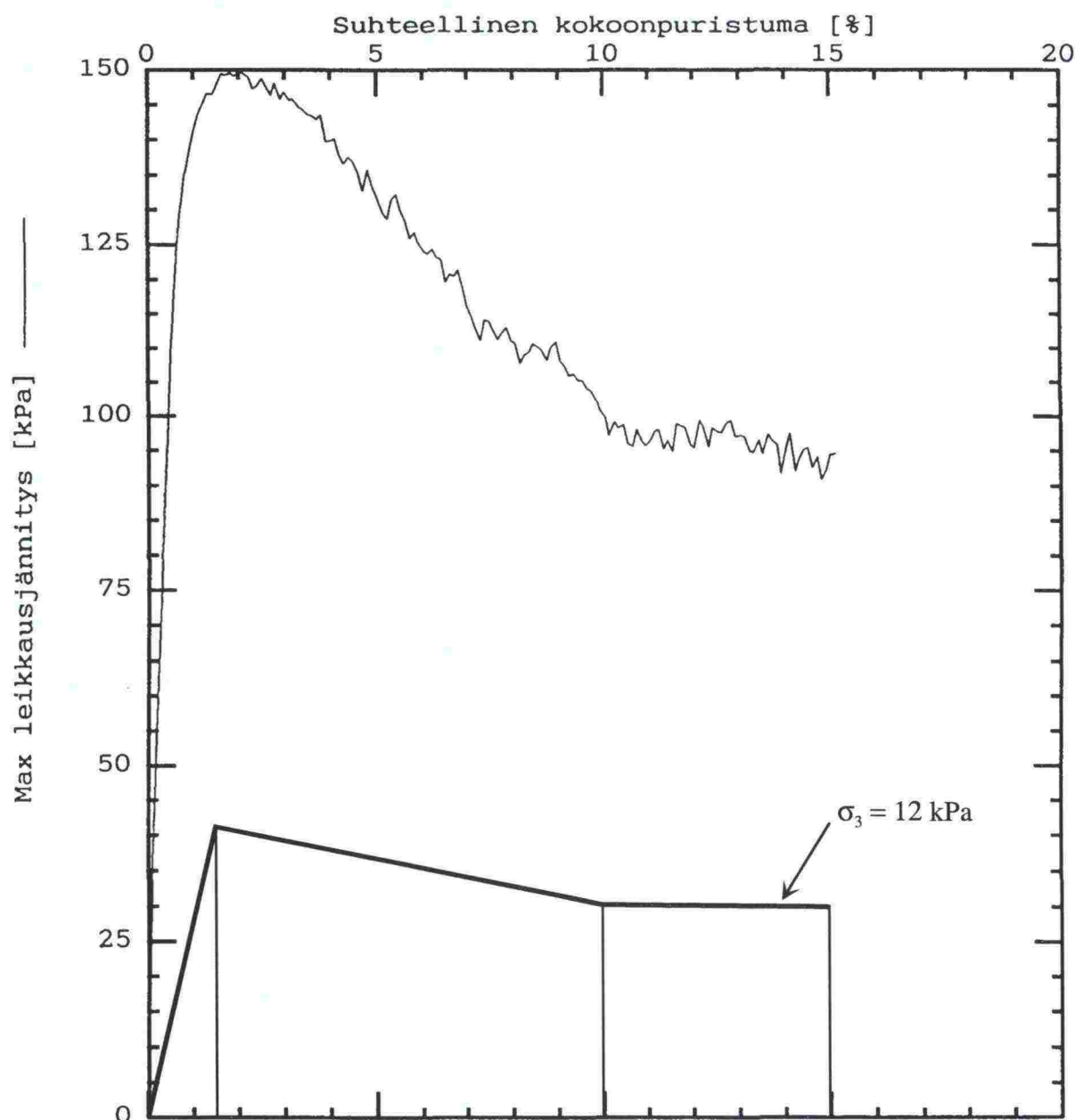
Tiedosto 7_kuopio.kal
Koetyyppi CD-koe
Nopeus .025 mm/min
Sellipaine 100 kPa
Kesto 19.0 h



TTKK
GEOTEKNIIKAN LAITOS
PL 527
33101 TAMPERE

Asiakas
Kohde TÄYTTÖHIEKKA
Työnumero
Piste
Y
X
Maanpinta
Syvyys 37.5-39.0
Koepvm 07.01.1998
Koeselli

Tiedosto 735 A7.KA1
Koetyyppi CD-koe
Nopeus .015 mm/min
Sellipaine 50 kPa
Kesto 17.1 h



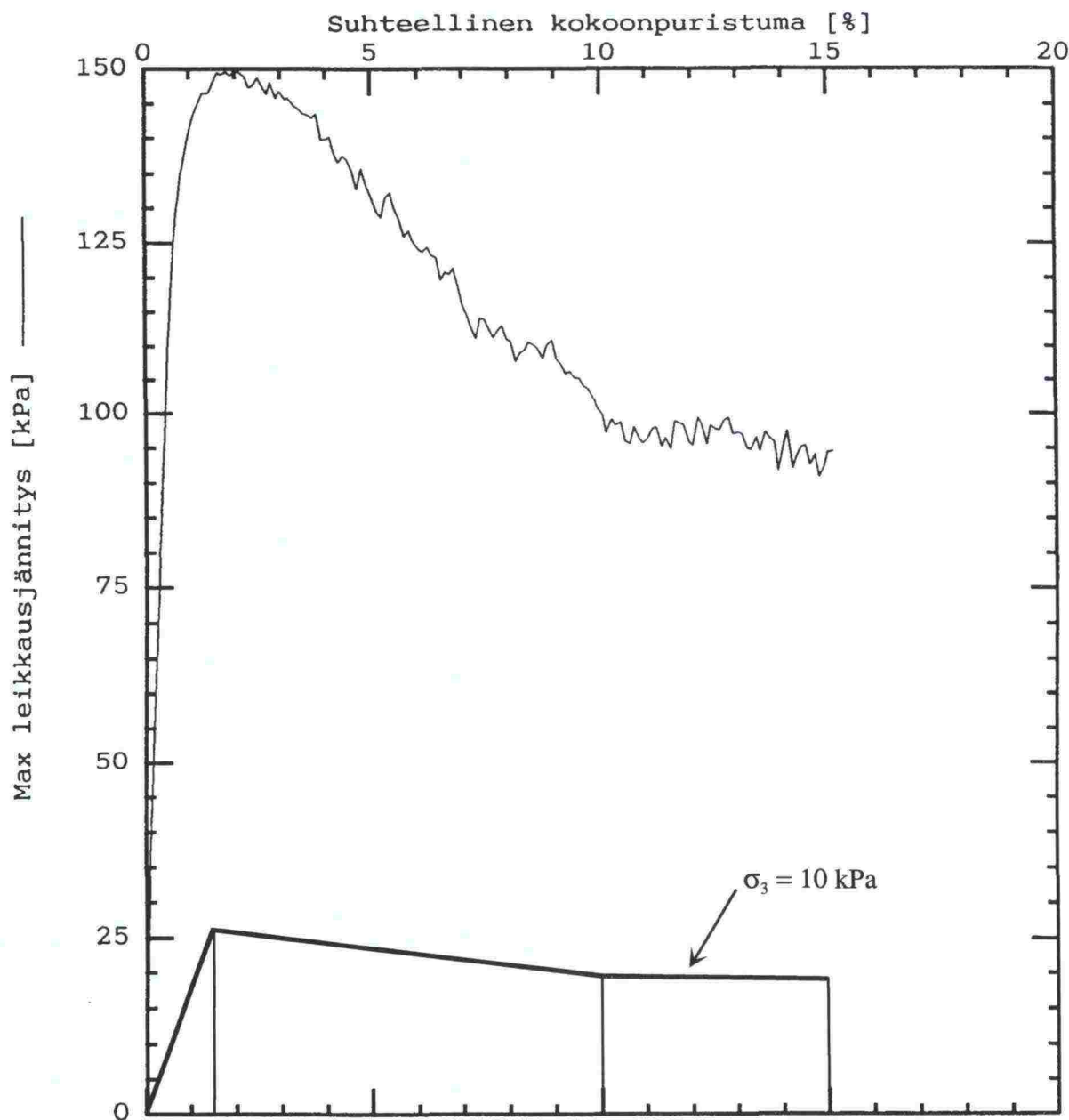
$\gamma_1 = 18,0 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_2 = 18,0 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{d1} = 18,0 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{d2} = 18,0 \text{ kN/m}^3$

$w_1 = \%$
 $\gamma_{dmax} = 18.2 \text{ kN/m}^3$
 $D_1 = \%$
 $D_2 = \%$

TTKK
GEOTEKNIIKAN LAITOS
PL 527
33101 TAMPERE

Asiakas
Kohde TÄYTTÖHIEKKA
Työnumero
Piste
Y
X
Maanpinta
Syvyys 37.5-39.0
Koepvm 07.01.1998
Koeselli

Tiedosto 735_A7.KA1
Koetyyppi CD-koee
Nopeus .015 mm/min
Sellipaine 50 kPa
Kesto 17.1 h



γ_1 = 18,0 kN/m³
 γ_2 = 18,0 kN/m³
 γ_{d1} = 18,0 kN/m³
 γ_{d2} = 18,0 kN/m³

w_1 = %
 γ_{dmax} = 18.2 kN/m³
 D_1 = %
 D_2 = %

CMS 2.05

Steel, Low carbon (Mild)

Short Name
Designation
Composition

Low C Steel
Carbon Steel: Low Carbon
Fe/0.02-0.3C

General

Atomic Volume (average)	0.007	- 0.0072	m ³ /kmol
Density	7.8	- 7.9	Mg/m ³
Energy Content	*57	- 72	MJ/kg
Price	0.25	- 0.45	£/kg
Recycle Fraction	*0.8	- 0.9	

Mechanical

Bulk Modulus	158	- 175	GPa
Compressive Strength	250	- 395	MPa
Ductility	0.26	- 0.47	
Elastic Limit	250	- 395	MPa
Endurance Limit	*203	- 293	MPa
Fracture Toughness	*41	- 82	MPa.m ^{1/2}
Hardness	1.08E+3	- 1.73E+3	MPa
Loss Coefficient	*8.90E-4	- 0.00142	
Modulus of Rupture	250	- 395	MPa
Poisson's Ratio	0.285	- 0.295	
Shear Modulus	79	- 84	GPa
Tensile Strength	345	- 580	MPa
Young's Modulus	205	- 215	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05

High density Polyethylene (HDPE)

Short Name	HDPE
Designation	HDPE
Composition	(CH ₂) _n

General

Atomic Volume (average)	0.0049- 0.005	m ³ /kmol
Density	0.95 - 0.965	Mg/m ³
Energy Content	103 - 120	MJ/kg
Coefficient of Friction	0.28 - 0.3	
Heat Deflection Temperature 1.8MPa	315 - 319	K
Heat Deflection Temperature 0.45MPa	350 - 360	K
Oxygen index	17 - 18	%
Price	0.55 - 0.6	£/kg
Recycle Fraction	*0.5 - 0.6	
Water Absorption	0.015 - 0.02	%

Mechanical

Bulk Modulus	*1.2 - 2.2	GPa
Compressive Strength	30 - 40	MPa
Ductility	1.3 - 1.5	
Elastic Limit	20 - 28	MPa
Endurance Limit	*14 - 19.6	MPa
Fracture Toughness	2.2 - 4	MPa.m ^{1/2}
Hardness	*60 - 90	MPa
Notched Izod Impact Strength	150 - 200	J/m
Loss Coefficient	*0.025- 0.069	
Modulus of Rupture	30 - 40	MPa
Poisson's Ratio	0.4 - 0.42	
Shear Modulus	*0.3 - 0.46	GPa
Tensile Strength	30 - 40	MPa
Young's Modulus	0.8 - 1.3	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05

Nylons (Polyamide, PA)

Short Name
Designation
Composition

Nylon
Polyamide: nylon
(HN-(CH₂)₆-HN-CO-(CH₂)₈-CO)_n

General

Atomic Volume (average)	0.0056	- 0.0058	m ³ /kmol
Density	1.04	- 1.15	Mg/m ³
Energy Content	170	- 180	MJ/kg
Coefficient of Friction	0.2	- 0.3	
Heat Deflection Temperature 1.8MPa	330	- 365	K
Heat Deflection Temperature 0.45MPa	400	- 450	K
Oxygen index	24	- 25	%
Price	2.5	- 5.4	£/kg
Recycle Fraction	*0.2	- 0.3	
Water Absorption	0.8	- 2.7	%

Mechanical

Bulk Modulus	*2.4	- 3.3	GPa
Compressive Strength	60	- 100	MPa
Ductility	0.6	- 2.5	
Elastic Limit	40	- 58	MPa
Endurance Limit	*22	- 31.9	MPa
Fracture Toughness	1.8	- 2.6	MPa.m ^{1/2}
Hardness	*100	- 160	MPa
Notched Izod Impact Strength	35	- 90	JIM
Loss Coefficient	*0.012	- 0.034	
Modulus of Rupture	50	- 90	MPa
Poisson's Ratio	*0.38	- 0.42	
Shear Modulus	*0.52	- 0.9	GPa
Tensile Strength	44	- 90	MPa
Young's Modulus	1.5	- 2.8	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05

Polypropylenes (PP)

Short Name	pp
Designation	Polypropylene
Composition	(CH ₂ -CH-CH ₃) _n

General

Atomic Volume (average)	0.0051- 0.0053	m ³ /kmol
Density	0.9 - 0.91	Mg/m ³
Energy Content	90 - 110	MJ/kg
Coefficient of Friction	0.1 - 0.3	
Heat Deflection Temperature 1.8MPa	338 - 345	K
Heat Deflection Temperature 0.45MPa	385 - 390	K
Oxygen index	17 - 18	%
Price	0.5 - 0.7	£/kg
Recycle Fraction	*0.25 - 0.35	
Water Absorption	0.025 - 0.035	%

Mechanical

Bulk Modulus	*1.5 - 2	GPa
Compressive Strength	30 - 45	MPa
Ductility	1 - 2.5	
Elastic Limit	20 - 33	MPa
Endurance Limit	*11 - 18.2	MPa
Fracture Toughness	1.7 - 2.1	MPa.m ^{1/2}
Hardness	*60 - 100	MPa
Notched Izod Impact Strength	21 - 53	J/m
Loss Coefficient	*0.02 - 0.055	
Modulus of Rupture	25 - 40	MPa
Poisson's Ratio	*0.4 - 0.45	
Shear Modulus	*0.4 - 0.6	GPa
Tensile Strength	25 - 40	MPa
Young's Modulus	1 - 1.6	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05 Polyethylene terephthalate (PET)

Short Name	PET
Designation	Polyethylene terephthalate
Composition	(OOC-C ₆ H ₄ -COO-(CH ₂) ₂) _n

General

Atomic Volume (average)	0.0064- 0.0065	m ³ /kmol
Density	1.32 - 1.38	Mg/m ³
Energy Content	*150 - 180	MJ/kg
Coefficient of Friction	0.2 - 0.4	
Heat Deflection Temperature 1.8MPa	350 - 355	K
Heat Deflection Temperature 0.45MPa	385 - 390	K
Oxygen index	20 - 21	%
Price	1.1 - 1.8	£/kg
Recycle Fraction	*0.2 - 0.3	
Water Absorption	0.1 - 0.15	%

Mechanical

Bulk Modulus	*3 - 4	GPa
Compressive Strength	65 - 90	MPa
Ductility	0.65 - 3	
Elastic Limit	50 - 72	MPa
Endurance Limit	*30 - 43.2	MPa
Fracture Toughness	*1.2 - 2	MPa.m ^{1/2}
Hardness	*140 - 210	MPa
Notched Izod Impact Strength	15 - 35	J/m
Loss Coefficient	*0.009 - 0.025	
Modulus of Rupture	55 - 80	MPa
Poisson's Ratio	*0.38 - 0.43	
Shear Modulus	*0.83 - 1.1	GPa
Tensile Strength	50 - 80	MPa
Young's Modulus	2.2 - 3.5	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05

Glass Fibres

Short Name
Designation
Composition

Glass
Glass fibre
SiO₂ - Na₂O

General

Atomic Volume (average)	0.0089	- 0.0093	m ³ /kmol
Density	2.49	- 2.55	Mg/m ³
Energy Content	38	- 65	MJ/kg
Price	0.8	- 12	£/kg
Recycle Fraction	*1.00E-3	- 0.002	

Mechanical

Bulk Modulus	*41	- 45	GPa
Compressive Strength	5.07E+3	- 5.67E+3	MPa
Ductility	1.00E-3	- 0.0015	
Elastic Limit	*1.17E+3	- 3.34E+3	MPa
Endurance Limit	*1.19E+3	- 3.40E+3	MPa
Fracture Toughness	*0.5	- 1	MPa.m ^{1/2}
Hardness	4.20E+3	- 7.00E+3	MPa
Loss Coefficient	*1.00E-5	- 2.00E-5	
Modulus of Rupture	1.40E+3	- 4.00E+3	MPa
Poisson's Ratio	*0.21	- 0.24	
Shear Modulus	23	- 26	GPa
Tensile Strength	1.40E+3	- 4.00E+3	MPa
Young's Modulus	68	- 72	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.05

Pine, parallel to grain

Short Name
Designation
Composition

Pine (L)
Pine
Cellulose/Hemicellulose/Lignin/12% H2O

General

Atomic Volume (average)	0.005	- 0.0052	m ³ /kmol
Density	0.4	- 0.66	Mg/mA3
Energy Content	2.5	- 7.2	MJ/kg
Price	0.1	- 0.3	£/kg
Recycle Fraction	*0.4	- 0.5	

Mechanical

Bulk Modulus	*0.8	- 1.5	GPa
Compressive Strength	30.7	- 58.4	MPa
Ductility	0.05	- 0.06	
Elastic Limit	53	- 185	MPa
Endurance Limit	*38.9	- 67.4	MPa
Fracture Toughness	1.39	- 5.6	MPa.m ^{1/2}
Hardness	35	- 65	MPa
Loss Coefficient	0.019	- 0.025	
Modulus of Rupture	64.8	- 112.4	MPa
Poisson's Ratio	0.3	- 0.36	
Shear Modulus	0.698	- 1.14	GPa
Tensile Strength	53	- 185	MPa
Young's Modulus	8.2	- 16	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy.

CMS 2.0

Spruce parallel to grain

Short Name	Spruce (L)
Designation	Spruce
Composition	Cellulose/Hemicellulose/Lignin/12% H2O

General

Atomic Volume (average)	0.005	- 0.0052	m ³ /kmol
Density	0.31	- 0.545	Mg/m ³
Energy Content	2.5	- 7.2	MJ/kg
Price	0.3	- 0.8	£/kg
Recycle Fraction	*0.4	- 0.5	

Mechanical

Bulk Modulus	*0.7	- 1.1	GPa
Compressive Strength	36	- 42	MPa
Ductility	0.03	- 0.05	
Elastic Limit	21	- 70	MPa
Endurance Limit	*38.4	- 45	MPa
Fracture Toughness	2.9	- 4	MPa.m ^{1/2}
Hardness	38	- 60	MPa
Loss Coefficient	0.019	- 0.025	
Modulus of Rupture	64	- 75	MPa
Poisson's Ratio	0.3	- 0.36	
Shear Modulus	0.69	- 0.79	GPa
Tensile Strength	21	- 70	MPa
Young's Modulus	7.3	- 11.1	GPa

* indicates estimated properties: see User Manual.

Although every effort has been made to ensure that these data are correct, no warranty is given for their accuracy

TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA JA SELVITYKSIÄ, POHJARAKENTAMINEN

- | | |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1/1992 | Pystyjanauhojen laatuvaatimukset: laadunvalvonta ja testausmenetelmät
TIEL 3200057 |
| 4/1992 | Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti TIEL 3100005 |
| 46/1992 | Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje TIEL 3200099 |
| 81/1993 | Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi, tutkimusraportti TIEL 3200205 |
| 68/1993 | Kuitukankaat tienrakennuksessa; Uudistetun VTT-GEO luokituksen mukaiset
laatuvaatimukset TIEL 3200193 |
| 43/1995 | Tukitelineperustusten kantokyky TIEL 3200319 |
| 44/1995 | Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn TIEL 3200320 |
| 45/1995 | Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä
TIEL 3200321 |
| 54/1995 | Veittostensuon koerakenteen toiminta ja laadun arviointi TIEL 3200330 |
| 58/1995 | Kestävän kehityksen tierakenteet - ideakilpailu TIEL 3200333 |
| 36/1996 | Eriste- ja kevennysmateriaalien routakestävyys. Palaturve TIEL 3200404 |
| 39/1996 | Pilari- ja massastabiloinnin tuotantotekniikka TIEL 3200407 |
| 77/1996 | Syvästabilointi kehittyvänä pohjavahvistusmenetelmänä;
International Conference IS-Tokio 96 TIEL 3200444 |
| 4/1997 | Siltojen perustusten geoteknisen mitoituksen vertailu eurocodien
ja kansallisten ohjeiden mukaan TIEL 3200452 |
| 5/1997 | Tiepenkereen luonnonluiskan ja jäykän tukimuurirakenteen vertailevat
mitoituskalkelmat eurocodien ja kansallisten ohjeiden mukaan
TIEL 3200453 |
| 35/1997 | Palaturpeen käyttö tierakenteessa TIEL 3200481 |
| 38/1997 | Soraseinän geotekninen mitoitus TIEL 3200484 |
| 19/1998 | Ilola - Sannainen pt 11863 painuman korjaus rengasrouherakenteella
TIEL 3200510 |
| 47/1998 | Tiepenkereiden vetolujitteiden toiminta käyttötilassa TIEL 3200539 |
| 2/1999 | Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 1: Toteutetut kohteet
TIEL 3200540 |
| 3/1999 | Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 2: Laadunvalvontatutkimukset ja
laadunvalvontatutkimusten vaikutus TIEL 3200541 |

POHJARAKENTAMISEN OHJEITA JA GEOTEKNISIÄ INFORMAATIOJULKAISUJA

	Geotekniset laskelmat TIEL 2180002
	Tiesuunnitelman pohjatutkimukset TIEL 2180003
2/1993	Massanvaihto TIEL 3200127
21/1993	Pengerpaalutus TIEL 3200147
24/1993	Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet TIEL 3200150
39/1994	Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä TIEL 3200248
42/1994	Nauhapystyöjitus TIEL 3200251
67/1994	Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje TIEL 3200276
79/1995	Tieleikkausten pohjatutkimukset TIEL 3200354
79/1996	Pohjanvahvistusmenetelmän valinta TIEL 3200446
18/1997	Syvästabiloinnin mitoitusohje TIEL 3200465
28/1997	Tien kevennysrakenteet TIEL 3200475
28/1998	Teiden pehmeikkötutkimukset TIEL 3200520
1/1999	Siltojen pohjatutkimukset TIEL 3200537